

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΥΓΕΙΑΣ & ΠΡΟΝΟΙΑΣ  
ΓΕΝΙΚΟ ΠΕΡΙΦΕΡΙΑΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ  
ΒΕΝΙΖΕΛΕΙΟ - ΠΑΝΑΝΕΙΟ

ΦΟΡΕΑΣ ΥΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΡΓΟΥ:  
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΑΤΤΕΛΗΣ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΚΡΗΤΗΣ

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ  
"ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ"

ΘΕΜΑ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ : ΜΑΪΟΣ 2004

ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΝΙΚΟΛΑΟΣ Π. ΜΑΚΡΗΣ  
ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ  
Τ.Η. ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΑ ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΗΣ ΓΕΡΜΑΝΙΑΣ  
ΜΕΛΟΣ Τ.Ε.Ε. ΓΕΩΤΕΧΝΟΛ. ΜΗΤΡΩΟΥ 30709  
ΠΑΝΑΡΧΗ 50 - ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΤΗΛ. 330.230 - FAX : 330.231  
ΑΦΜ 023486422 - ΑΙ. ΔΟΥ. ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

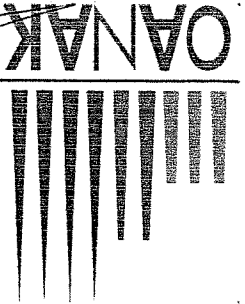
ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

ΘΕΣΠΗΘΗΚΕ

ΜΑΝΟΥΛΗΣ ΔΟΝΑΨΑΚΗΣ  
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧ/ΚΟΣ

ΑΛΚΜΗΝΗ ΜΗΝΔΑΚΗ  
ΑΡΧΙΤΕΚΤΩΝ ΜΗΧ/ΚΟΣ

ΘΕΜΗΣ ΜΑΓΚΑΝΑΣ  
ΓΕΝΙΚΟΣ ΔΙΟΙΚΤΗΣ



*[Handwritten signature]*







ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΕΡΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ "ΠΑΝΑΡΙΟ ΑΝΟΤΙΚΟ ΝΟΚΟΜΕΙΟ"

Θέση οικοπέδου: ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Μηχανικός Μελέτης: ΜΑΡΚΗΣ ΝΙΚΟΣ

Τεχνικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Όροφοι: 1 Υπόγειο: 1 Πολύστολο: Διαώψατική

Ύψος ορόφων [m] Δάπεδο

Υπόγειο ύψος ορόφου 3.20 [m] οροφή=Πλάκα δ=0.15[m]  
 Ισόγειο ύψος ορόφου 4.75 [m] οροφή=Πλάκα δ=0.00[m]

Φορτία Κατασκευής

Μόνιμα Δαπέδων: Επικάλυψη δαπέδων = 2.00 [KN/m<sup>2</sup>], Τοίχοι σε δάπεδα = 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]

Κινητά Δαπέδων: Κινητά σε δάπεδα = 5.00 [KN/m<sup>2</sup>], Κινητά σε σκάλες = 7.50 [KN/m<sup>2</sup>]

Κινητά σε Εξώστες = 5.00 [KN/m<sup>2</sup>]

Μόνιμα Στέγης: Κοιμηθική κεραμίδια+σανίδωπα+ζευκτά Ισό βάρος = 1.50 [KN/m<sup>2</sup>]

Οροφή = 0.60 [KN/m<sup>2</sup>]

Κινητά Στέγης: Χιόνι = 1.00 [KN/m<sup>2</sup>], Άνεμος = 1.25 [KN/m<sup>2</sup>]

Άνεμος (κατακόρυφα) 1.25xη<sub>z</sub><sup>2</sup> (25°) = 0.18 [KN/m<sup>2</sup>]

Ευτελέστες Συνδυασμοί Δράσεων (Καν. 1.3)  $\psi_0=0.60, \psi_1=0.60, \psi_2=0.30$

Υλικά Τοιχοποιίας

Τοίχοι: Λιθοδομή Μ2 0.70

Σκυρόδεμα-Βάρος

C16/20-S400  $q_u=0.20$  [N/mm<sup>2</sup>,MPa]

Τεχνικά Στοιχεία Αντισεισμικών Δυσέσεων

Σεισμική Ζώνη

Κατηγορία: II  $\alpha=0.24g$

Κατηγορία Εδάφους

I T1=0.20sec T2=0.80sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου

Σ4  $\gamma_I=1.30$

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 : EN1996-1-1/1995. Δυσέσεων κατασκευών από τοιχοποιία.

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Εργων από Σκυρόδεμα ΕΚΣΕ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός,ΕΛΚ 2000 με τις τροποποιήσεις (ΦΕΚ Β 781/18.06.2003).

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

Տոսի օրոք Իմեւոճճի, ղոճկալոյց ի Տիարեանց Տէրութեան Տէրազնիւծ Իօ Իմ Տոճա  
 'Աշիւծօճ Լոճոճաճաճաճա Լաճ օԻօԻԱճի օԻ ԻԻ օԻ Իմեճճիւոճ յօճիւճ Խօճ Խօճճիւճ Խ

Տարածքում, որի մերձակա տեղերի վրա զորքեր են զբաղեցված զորքերի հետ լիակատար լուծարման համար։

[illegible]

Երբ Երևանի քաղաքապետարանի քաղաքապետը հարցնում էր, թե ինչու է Երևանի քաղաքապետարանը հարգում իր քաղաքի հայտնի մարդկանց հիշատակը, քաղաքապետը պատասխանում էր, որ «Երևանի քաղաքապետարանը հարգում է իր քաղաքի հայտնի մարդկանց հիշատակը, որոնք մեծ նշանակություն ունենում են քաղաքի համար»։

ԼՍԻ ԳԻՏԻՆՈՎՈՐՈՒՄ ԿՐԻՐՔԱ ԼՈՒ ՄԻՆ ՄՅԱՃՈՒՄ ՆԱԶԻՐԱԾԵՆՈՒՄ ՅՈՒ ԻՄԼՈՒՆՎՈՒՄ ԻՈՒՆԻՎԵՐՍԻՏԵՏԻ ԻՍ  
ՄՅԱՃՈՒՄ ՆԱԶԻՐԱԾԵՆՈՒՄ ՅՈՒ ՏԻՆՈՎՈՐՈՒՄ ԹՅՈՒՆ ԼՈՒՆԻ ԵՅԻՓԻՔԱՆ ԵՅԵՐԻՔԱ

քն 'անտեսվածություն, 'լոսոց 'Տառալի ' Բժշակ օտա Լալաճիւմ Լաւ Լեւեղճոցանունը Ի  
 .ճոթուիւն ուլիթ ուն Ինք ուլիթ Խոնդրաւաւն ուն Տոն Լոթալալ

ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΚΟ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΝ ΠΡΟΪΟΝΤΩΝ, η οποία είναι η

ΕΠΙΣΤΟΛΗ ΤΗΣ ΚΑΘΑΡΙΣΜΕΝΗΣ ΕΚΚΛΗΣΙΑΣ ΤΩΝ ΑΓΓΛΩΝ  
ΕΡΧΟΜΕΝΗ ΣΤΗΝ ΠΟΛΙΤΙΚΗ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΑ

Σελίδα

Այս օրը մեզ համար շատ կարևոր է, որովհետև մենք կհասնենք մեր հայրենիքին:

[illegible]

• Տախչաժոտն Նևւ ժքսն՝ Կ՛միտի տախչաքիտոյ Լճը Լտալիւտաւ ճքսոյ Տաւ ճիւղածուոն

Հայաստանի Հանրապետության Կառավարության 2018 թվականի օգոստոսի 2-ի հրապարակված հրապարակման համաձայն՝ հիմնական օգուտը կազմում է 18.1 մլն ՀՀ դրամ:

Տնօրոջ Տնօւ առաջին ամօրեմբից կտուրիմքն չէ . ուրոջ Տնւ Լեթմբիմէն Տեղաւն  
Տնւ քիւնիւ չի կտուրմբ մի Լոտիւրոքն ուրմբ Տնօրոջ Տնօւ յԼեթմբիմէն ու

[illegible]

Οι υπολογισμοί αυτοί έχουν γίνει με βάση τα στοιχεία που υπάρχουν στην Ετήσια Έκθεση των Εργασιών του 2014 και 10.1 και 10.4. Ο έλεγχος οριστικής

[illegible]

• օրալեզրային հայերենի և արաբերենի համընթաց ուսուցումը

Δοκίμιο

Տվածի չէր ավտոմոբիլիստը մեկնել արդեն իսկ քաղաքից դուրս, որտեղ ինքն էլ չէր հասնում, որովհետև քաղաքից դուրս ճանապարհը անհամարապես ավելի խիստ էր քայքայվել, քան քաղաքի փողոցները։

ԽճՔԻՆ ՀԱՅԿԱԴԱՐԱՆԻ ՄԱՍԻՆ ԱՊՐԱՆԱԾՈՒՄԸ

[illegible][illegible]

οι επικριδόντες συνδράματοι φοροίσεων στα αναλύματα με 1.35g (μόνιμα) και 1.50g (κινητά) φορία. Η επίλυση γίνεται με μέθοδο Gauss για

[illegible][illegible]

(Դ.Տ.ԿՈՄԱԿ) քիշթօք ՎԵՂ ԳՈՒՄ (ԽԱՅ) ք ԼՈՒՍԻՐՈՐՈՒՅ ԶՈ ԼՈՒՍԻՐՈՐԴԻՆԿՅԱՆ ՂՈՐԾՈՒՄԻՃԱՆՈ  
ՋՅՈՐԾՈՒՄԻՃԱՆՈՒՄ ԶՈՒՄԻՆԻՍՏՈՒՄ Կ ՈՒՂԻՈՒ ՈՐԻ ԵՐՈՅՔ ՎՈՒ ՕՈՒ ՄԱՅ ՈՒ ԼՈՒՍԻՐՈՐՈՒՅ ԶՈ

[illegible]

παράλογα βγαίνει εξ ογκύληρου από κατακόρυφους συνδέτηρες. Γίνονται όλοι οι έλεγχοι για ελαχίστη ποσότητα οπλήσιμων (κανον. 18.3.2, 18.3.4). Γίνονται έλεγχοι πληρότητας (κανον 15.3) και η ελβετός παρατηρούμενων (κανον. 16.1).

## Θεμελίωση

τις διευθύνσεις x και y (ΕΑΚ 3.3.3[4]). Θεωρείται επίσης ότι το κτίριο δεν έχει σιμετρική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3 [5]). Οι μέγιστες οριζόντιες συνθήκες λόγω σεισμού προκύπτουν όταν οι μέγιστες τιμές που δίνουν αμφότερες οι σχέσεις (ΕΑΚ 3.5.3 [1]) και (ΕΑΚ 3.5.3 [4]).

Η θεμελίωση των τοίχων και των υποστυλμάτων βασίζεται στον άμεσο ατοχικό λόγο υπέρβασης φέρουσας ικανότητας έδρας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3

Παράρτημα 2 0.50

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
Πάχος τοίχου : 0.50 [m]  
Τύπος τοίχου : OXI

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x20x25  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 250 x 200 x 200 [mm]  
Αποστάσεις : 1.15  
Αποστάσεις : 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x20x25  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 250 x 200 x 200 [mm]  
Αποστάσεις : 1.15  
Αποστάσεις : 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x20x25  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 250 x 200 x 200 [mm]  
Αποστάσεις : 1.15  
Αποστάσεις : 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Παράρτημα 2 0.60

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
Πάχος τοίχου : 0.60 [m]  
Τύπος τοίχου : OXI

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x20x25  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 250 x 200 x 200 [mm]  
Αποστάσεις : 1.15  
Αποστάσεις : 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x20x25  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 250 x 200 x 200 [mm]  
Αποστάσεις : 1.15  
Αποστάσεις : 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x20x25  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 250 x 200 x 200 [mm]  
Αποστάσεις : 1.15  
Αποστάσεις : 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Παράρτημα 2 0.40

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
Πάχος τοίχου : 0.40 [m]  
Τύπος τοίχου : OXI

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x15x30  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 300 x 200 x 150 [mm]  
Αποστάσεις : 1.00  
Αποστάσεις : 1.00x 8.00 = 8.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x15x30  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 300 x 200 x 150 [mm]  
Αποστάσεις : 1.00  
Αποστάσεις : 1.00x 8.00 = 8.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Αποστάσεις : 20x15x30  
Τύπος Αποστάσεων : EN 771-6  
Αποστάσεις : 300 x 200 x 150 [mm]  
Αποστάσεις : 1.00  
Αποστάσεις : 1.00x 8.00 = 8.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοίτη : Τσιμεντοκονία M10  
Ειδικό βάρος : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

## Αξιοσημείωση 0.35

Πάχος τοίχου : 0.35 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>] Διεισδυτική Αρμатура OXI

Ισορροπία Λιθοσώματος (Ευρωπαϊκή 6, 3.1)

Τύπος Λιθοσώματος Λαξεύτοι Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία Ι Ομάδα Ι

Διαστάσεις Λιθοσώματος [mm] 250 x 200 x 200

Θαλασινική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανεγερτική Θαλασινική Αντοχή fb = 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]

Ισορροπία Κονιάματος (Ευρωπαϊκή 6, 3.2)

Είδος Κονιάματος Τεχνική Εφαρμογή

Θαλασινική Αντοχή fk : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκή 6, 3.6)

$$f_k = K \cdot f_d \cdot \gamma_m$$

Θαλασινική Αντοχή fk = 4.51 [N/mm<sup>2</sup>] (K=0.60)Διεισδυτική αντοχή ftko = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>] Fvk = 0.50 ftko + 0.40 cb max ftko = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διεισδυτικότητας G=408E

## Αξιοσημείωση 0.45

Πάχος τοίχου : 0.45 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>] Διεισδυτική Αρμатура OXI

Ισορροπία Λιθοσώματος (Ευρωπαϊκή 6, 3.1)

Τύπος Λιθοσώματος Λαξεύτοι Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία Ι Ομάδα Ι

Διαστάσεις Λιθοσώματος [mm] 250 x 200 x 200

Θαλασινική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανεγερτική Θαλασινική Αντοχή fb = 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]

Ισορροπία Κονιάματος (Ευρωπαϊκή 6, 3.2)

Είδος Κονιάματος Τεχνική Εφαρμογή

Θαλασινική Αντοχή fk : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκή 6, 3.6)

$$f_k = K \cdot f_d \cdot \gamma_m$$

Θαλασινική Αντοχή fk = 4.51 [N/mm<sup>2</sup>] (K=0.60)Διεισδυτική αντοχή ftko = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>] Fvk = 0.50 ftko + 0.40 cb max ftko = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διεισδυτικότητας G=408E

## Αξιοσημείωση 0.55

Πάχος τοίχου : 0.55 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>] Διεισδυτική Αρμатура OXI

Ισορροπία Λιθοσώματος (Ευρωπαϊκή 6, 3.1)

Τύπος Λιθοσώματος Λαξεύτοι Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία Ι Ομάδα Ι

Διαστάσεις Λιθοσώματος [mm] 250 x 200 x 200

Θαλασινική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανεγερτική Θαλασινική Αντοχή fb = 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]

Ισορροπία Κονιάματος (Ευρωπαϊκή 6, 3.2)

Είδος Κονιάματος Τεχνική Εφαρμογή

Θαλασινική Αντοχή fk : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκή 6, 3.6)

$$f_k = K \cdot f_d \cdot \gamma_m$$

Θαλασινική Αντοχή fk = 4.51 [N/mm<sup>2</sup>] (K=0.60)Διεισδυτική αντοχή ftko = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>] Fvk = 0.50 ftko + 0.40 cb max ftko = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διεισδυτικότητας G=408E

Λειτουργία 0.75

Ελάχιστο βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>] Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 19.50 [KN/m<sup>2</sup>] Διαμήκης Αρμής OXI

Τύπος τοίχου : 0.75 [m]

Αποστάσεις : Αποστάσεις 20x20x25

Τύπος Αποστάσεων Διαστάσεων [mm] 250 x 200 x 200

Διαμήκης Αποστάσεων : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανεγερθέν Ανεμική Αποστάση fb = 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]

Κοιτάδα : Τριμεντοκοιτάδα M10

Ελάχιστη Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]Ανεμική Αποστάση fb : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

## Ανάλυση 0.80

Εξωτερικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>] Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 20.80 [KN/m<sup>2</sup>] Διαμορφωμένη Αρμатура OXI

Πάχος τοίχου : 0.80 [m]

Τύπος τοίχου :

Ισορροπία : Αρμатура 20Χ20Χ25

Τύπος : EN 771-6

Διαστάσεις : 250 Χ 200 Χ 200 [mm]

Ενταξία : 3-2 = 1.15

Κατηγορία I

Οπδα 1

Ελαστικότητα : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] : 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]

Κοιτάδα : Τσιμεντοκονία M10

Είδος Κοιτάδας : Τσιμεντοκονία

Αντοχή : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

$$f_{ct} = k \cdot f_{ctm} \cdot \left( \frac{A_{st}}{A_{cm}} \right)^{0.25}$$

$$f_{ct} = 4.51 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (K=0.60)$$

Διατηρητική αντοχή  $f_{tk} = 0.15 \text{ [N/mm}^2\text{]}$   $F_{tk} = 0.50 f_{tk} + 0.40 \sigma_b$   $\max f_{tk} = 1.00 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διατήρησης G=408E

## Ανάλυση 0.65

Εξωτερικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>] Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 16.90 [KN/m<sup>2</sup>] Διαμορφωμένη Αρμатура OXI

Ισορροπία : Αρμатура 20Χ20Χ25

Τύπος : EN 771-6

Διαστάσεις : 250 Χ 200 Χ 200 [mm]

Ενταξία : 3-2 = 1.15

Κατηγορία I

Οπδα 1

Ελαστικότητα : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] : 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]

Κοιτάδα : Τσιμεντοκονία M10

Είδος Κοιτάδας : Τσιμεντοκονία

Αντοχή : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

$$f_{ct} = k \cdot f_{ctm} \cdot \left( \frac{A_{st}}{A_{cm}} \right)^{0.25}$$

$$f_{ct} = 4.51 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (K=0.60)$$

Διατηρητική αντοχή  $f_{tk} = 0.15 \text{ [N/mm}^2\text{]}$   $F_{tk} = 0.50 f_{tk} + 0.40 \sigma_b$   $\max f_{tk} = 1.00 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διατήρησης G=408E



Ανυψώματα (α/δ) 0.6x 2.09/0.130=10<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)  
Οπλισμοί ανελκυστήρα x-x: #8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y: #8/25 (2.00cm<sup>2</sup>/m) (κάτω σιρόφι x-x)  
Οπλισμοί σιρπίζεων: A-B: #8/20 (2.51) K-B: #8/16 (3.13) Δ-B: #8/20 (2.51)

Υπόγειο

Πάσσα: Π3



Ly/Lx=2.29, C16/20-S400, h=15 cm

Φορτία: πόδινο q=5.75 kN/m<sup>2</sup>, κλινίδ q=5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x Lx=2.03m, φορτία: gx=1.00x 5.75=5.75, qx=1.00x 5.00=5.00 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελάχιστη ποσότητα σιρπίζεων minAsd=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 2.03=-5.73 [kN/m]  
Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανελκυστήρα και αντιστάσεις

Μέγιστη ποσότητα σιρπίζεων maxAsd=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 2.03=-4.07 [kN/m]  
Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανελκυστήρα και αντιστάσεις

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόδινο gA=5.75x 2.03/2= 5.84 [kN/m]  
Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κλινίδα qA=qB=5.00x 2.03/2= 5.08 [kN/m]

Οπλισμοί σιρπίζεων: Msd=-5.73kN/m, d=13.0cm, Kd=5.43, ξ=0.07, ec/es=1.5/20.0, Ks=2.95, As=1.30cm<sup>2</sup>  
Οπλισμός ανελκυστήρα: Msd=3.79kN/m, d=13.0cm, Kd=6.68, ξ=0.05, ec/es=1.1/20.0, Ks=2.93, As=0.85cm<sup>2</sup>

Ανυψώματα (α/δ) 0.6x 2.03/0.130=9<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)  
Οπλισμοί ανελκυστήρα x-x: #8/25 (2.00cm<sup>2</sup>/m), y-y: #8/25 (2.00cm<sup>2</sup>/m) (κάτω σιρόφι x-x)  
Οπλισμοί σιρπίζεων: A-B: #8/20 (2.51) K-B: #8/16 (3.13) Δ-B: #8/20 (2.51)

Υπόγειο

Πάσσα: Π4



Ly/Lx=0.67, C16/20-S400, h=15 cm

Φορτία: πόδινο q=5.75 kN/m<sup>2</sup>, κλινίδ q=5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x Lx=3.12m, φορτία: gx=0.28x 5.75=1.62, qx=0.28x 5.00=1.41 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελάχιστη ποσότητα σιρπίζεων minAsd=0.80x(0.107x1.35x 1.62+0.121x1.50x 1.41)x 3.12=-3.82 [kN/m]  
Από maxAsd για φορτίο 1.35x 1.62+1.50x 1.41 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανελκυστήρα και αντιστάσεις

Μέγιστη ποσότητα σιρπίζεων maxAsd=0.80x(0.107x1.35x 1.62+0.054x1.50x 1.41)x 3.12=-2.71 [kN/m]  
Από maxAsd για φορτίο 1.35x 1.62+1.50x 1.41 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανελκυστήρα και αντιστάσεις

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόδινο gA=gB=1.62x 3.12/2= 2.53 [kN/m]  
Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κλινίδα qA=qB=1.41x 3.12/2= 2.20 [kN/m]

Οπλισμοί σιρπίζεων: Msd=-3.82kN/m, d=13.0cm, Kd=6.66, ξ=0.05, ec/es=1.2/20.0, Ks=2.93, As=0.86cm<sup>2</sup>  
Οπλισμός ανελκυστήρα: Msd=2.52kN/m, d=12.0cm, Kd=7.55, ξ=0.05, ec/es=1.0/20.0, Ks=2.92, As=0.61cm<sup>2</sup>

Διεύθυνση y-y Ly=2.08m, φορτία: gy=0.72x 5.75=4.13, qy=0.72x 5.00=3.59 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελάχιστη ποσότητα σιρπίζεων minAsd=0.80x(0.107x1.35x 4.13+0.121x1.50x 3.59)x 2.08=-4.30 [kN/m]  
Από maxAsd για φορτίο 1.35x 4.13+1.50x 3.59 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανελκυστήρα και αντιστάσεις

Μέγιστη ποσότητα σιρπίζεων maxAsd=0.80x(0.107x1.35x 4.13+0.054x1.50x 3.59)x 2.08=-3.06 [kN/m]  
Από maxAsd για φορτίο 1.35x 4.13+1.50x 3.59 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανελκυστήρα και αντιστάσεις

Φορτία σε δοκούς ή πόδινο gA=5.02 [kN/m], gB=3.55 [kN/m]  
Φορτία σε δοκούς ή πόδινο qA=4.05 [kN/m], qB=3.40 [kN/m]

Οπλισμοί σιρπίζεων: Msd=-4.30kN/m, d=13.0cm, Kd=6.27, ξ=0.06, ec/es=1.2/20.0, Ks=2.94, As=0.97cm<sup>2</sup>  
Οπλισμός ανελκυστήρα: Msd=4.47kN/m, d=13.0cm, Kd=6.15, ξ=0.06, ec/es=1.3/20.0, Ks=2.94, As=1.01cm<sup>2</sup>

Ανυψώματα (α/δ) 0.8x 2.08/0.130=13<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)  
Οπλισμοί ανελκυστήρα x-x: #8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y: #8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m) (κάτω σιρόφι y-y)  
Οπλισμοί σιρπίζεων: A-B: #8/20 (2.51) K-B: #8/20 (2.51) Δ-B: #8/15 (3.33)

Υπόγειο

Πάσσα: Π5



Ly/Lx=0.83, C16/20-S400, h=15 cm

Φορτία: πόδινο q=5.75 kN/m<sup>2</sup>, κλινίδ q=5.00 kN/m<sup>2</sup>


Διεύθυνση x-x Lx=3.12m, φορτία: gx=0.32x 5.75=1.83, qx=0.32x 5.00=1.59 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελάχιστη ποσότητα σιρπίζεων minAsd=0.80x(0.107x1.35x 1.83+0.121x1.50x 1.59)x 3.12=-4.31 [kN/m]  
Από maxAsd για φορτίο 1.35x 1.83+1.50x 1.59 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανελκυστήρα και αντιστάσεις

Μέγιστη ποσότητα σιρπίζεων maxAsd=0.80x(0.107x1.35x 1.83+0.054x1.50x 1.59)x 3.12=-3.06 [kN/m]  
Από maxAsd για φορτίο 1.35x 1.83+1.50x 1.59 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανελκυστήρα και αντιστάσεις

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόδινο gA=gB=1.83x 3.12/2= 2.85 [kN/m]  
Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κλινίδα qA=qB=1.59x 3.12/2= 2.48 [kN/m]

Οπλισμοί σιρπίζεων: Msd=-4.31kN/m, d=13.0cm, Kd=6.26, ξ=0.06, ec/es=1.2/20.0, Ks=2.94, As=0.97cm<sup>2</sup>  
Οπλισμός ανελκυστήρα: Msd=2.85kN/m, d=12.0cm, Kd=7.11, ξ=0.05, ec/es=1.1/20.0, Ks=2.93, As=0.69cm<sup>2</sup>

Διεύθυνση Υ-Υ   $l_y = 2.58m$ , φορτία:  $q_y = 0.68 \times 5.75 = 3.92$ ,  $q_y = 0.68 \times 5.00 = 3.41 [kN/m^2]$   
Ενδομήτρη ποπή στρίβσης  $m_{\text{msd}} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 3.92 + 0.121 \times 1.50 \times 3.41) \times 2.58^2 = -6.31 [kNm/m]$   
Μέγιστη ποπή στρίβσης  $max_{\text{msd}} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 3.92 + 0.054 \times 1.50 \times 3.41) \times 2.58^2 = -4.49 [kNm/m]$   
Από  $max_{\text{msd}}$  για φορτίο  $1.35 \times 3.92 + 1.50 \times 3.41$  προκύπτουν μέγιστη ποπή στρίβσης και αντίστροφοις.  
Μέγιστη ποπή στρίβσης  $msd_{\text{max}} = 4.17 [kNm/m]$  ( $V = 10.41 \times 2.58^2 = 13.43$ ,  $M = 10.41 \times 2.58^2 - 4.49 = 4.17$ )  
Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόδια  $q_a = g_b = 3.92 \times 2.58^2 = 5.06 [kN/m]$   
Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κλίση  $q_a = g_b = 3.41 \times 2.58^2 = 4.40 [kN/m]$   
Οπλισμός στρίβση:  $msd = -6.31 kNm/m$ ,  $d = 13.0cm$ ,  $K_d = 5.17$ ,  $\xi = 0.07$ ,  $ec/es = 1.6/20.0$ ,  $K_s = 2.95$ ,  $A_s = 1.43 cm^2$   
Οπλισμός άνω/πλά:  $msd = 4.17 kNm/m$ ,  $d = 13.0cm$ ,  $K_d = 6.36$ ,  $\xi = 0.06$ ,  $ec/es = 1.2/20.0$ ,  $K_s = 2.93$ ,  $A_s = 0.94 cm^2$   
Υψηλότητα (α/δ)  $0.6 \times 2.58/0.130 = 12 < 30$  (εγκύριοι οπλισμός  $m_{\text{πλ}} = 2.0 cm^2/m$ ,  $m_{\text{πλ}} = 2.0 cm^2/m$ )  
Οπλισμός άνω/πλάτος x-x:  $\phi 8/20$  ( $2.51 cm^2/m$ ), y-y:  $\phi 8/20$  ( $2.51 cm^2/m$ ) (κλίση οπλισμό y-y)  
Οπλισμός στρίβση:  $\phi 8/20$  ( $2.51$ ) K-στρίβση:  $\phi 8/16$  ( $3.13$ ) V-στρίβση:  $\phi 8/15$  ( $3.33$ ) II-στρίβση:  $\phi 8/20$  ( $2.51$ )


$$L_y/L_x = 1.47, C16/20-S400, h = 15 \text{ cm}$$

Διεύθυνση x-x

Εγκλίσιμη ποπή στήριξης μήκους=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 3.17=-13.97 [kNm/m]

Μέγιστη πομή στήριξης maxmsd=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 3.17=-9.93 [kNm/m]

Από maxmsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη πομή ανώγειας και αντίρροδεις.

Μέγιστη πομή ανώγειας Msdav = 9.24[kNm/m] (V=15.26x 3.17/2=24.19,M=15.26x 3.17²/8-9.93=9.24)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόμια γA=qB= 5.75x 3.17/2= 9.11 [kN/m].

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινήα γA=qB= 5.00x 3.17/2= 7.93 [kN/m]

Ομάς στήριξη: Msd = -13.97kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 3.48, ζ=0.13, εκ/es=2.9/20.0, Ks=3.03, As= 3.25cm²

Ομάς ανώγεια: Msd= 9.24kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 4.28, ζ=0.09, εκ/es=2.0/20.0, Ks=2.98, As= 2.12cm²


Λυγρότητα (α/d) 0.6x 3.17/0.130=15<30 (ελάχιστος ομαλός μήκx=2.0cm²/m, μήκx=2.0cm²/m)

Ομάς ανώγειας x-x:φ8/20 ( 2.50cm²/m), y-y: φ8/25 ( 2.00cm²/m) (κατά οριζόν x-x)

Ομάς στήριξη:φ8/15 ( 3.33)K-z:φ8/16 ( 3.13)Δ-z:φ8/15 ( 3.33)


$$L_y/L_x = 2.13, C16/20-S400, h = 15 \text{ cm}$$
[illegible]
$$L_y/L_x = 3.45, \text{ C16/20-S400, } n = 15 \text{ cm}$$

Διεύθυνση x-x



$\Delta x = 1.35\text{m}$ , φορτία:  $q_x = 1.00 \times 5.75 = 5.75$ ,  $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m]}$

Ελαχίστη ποινή ετήσιος  $\text{minmsd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.121 \times 1.50 \times 5.00) \times 1.35 = -2.53 \text{ [kNm/m]}$

Μέγιστη ποινή ετήσιος  $\text{maxmsd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 1.35 = -1.80 \text{ [kNm/m]}$

Από  $\text{maxmsd}$  για φορτίο  $1.35 \times 5.75 + 1.50 \times 5.00$  προκύπτουν μέγιστη ποινή ανόγησης και αντίρροποις.

Μέγιστη ποινή ανόγησης  $\text{msd} = 1.68 \text{ [kNm/m]}$  ( $V = 15.26 \times 1.35 / 2 = 10.30$ ,  $M = 15.26 \times 1.35^2 / 8 - 1.80 = 1.68$ )

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους,  $\text{p} = q_B = 5.75 \times 1.35 / 2 = 3.88 \text{ [kN/m]}$ .

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους,  $\text{q} = q_B = 5.00 \times 1.35 / 2 = 3.38 \text{ [kN/m]}$

Από  $\text{maxmsd}$  για φορτίο  $1.35 \times 5.75 + 1.50 \times 5.00$  προκύπτουν μέγιστη ποινή ανόγησης και αντίρροποις.

Μέγιστη ποινή ανόγησης  $\text{msd} = -2.53 \text{ [kNm/m]}$ ,  $\text{p} = 3.88$ ,  $\text{q} = 3.38$

Από  $\text{minmsd}$  για φορτίο  $1.35 \times 5.75 + 1.50 \times 5.00$  προκύπτουν μέγιστη ποινή ανόγησης και αντίρροποις.

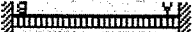
Μέγιστη ποινή ανόγησης  $\text{msd} = 1.68 \text{ [kNm/m]}$ ,  $\text{p} = 3.88$ ,  $\text{q} = 3.38$

Πάσσα: III  
 Λ/Τx = 0.75, C16/20-S400, h = 15 cm  
 Φορτία: πύλο q = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κλιτή q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>  
 Διεύθυνση x-x  Lx = 6.17m, φορτία: qx = 0.24x 5.75 = 1.40, qx = 0.24x 5.00 = 1.22 [kN/m]  
 Εγκλίση πονη στήριξης:  $-0.80x(0.107x1.35x1.40+0.121x1.50x1.22) \times 6.17 = -12.92$  [kNm/m]  
 Μέγιστη πονη στήριξης:  $-0.80x(0.107x1.35x1.40+0.054x1.50x1.22) \times 6.17 = -9.18$  [kNm/m]  
 Από maxMsdt για φορτίο 1.35x 1.40+1.50x 1.22 προκύπτουν μέγιστη πονη αγωγίας και αντίδραση.  
 Μέγιστη πονη αγωγίας Msdavn = 13.44 [kNm/m] (V = 3.72x 6.17/2 - 9.18/6.17 = 10.00, M = 0.5x10.00<sup>2</sup>/3.72 = 13.44)  
 Φορτία σε δοκός πύλο: gA = 5.06 [kN/m], gB = 3.58 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκός κλιτή: gA = 4.09 [kN/m], gB = 3.44 [kN/m]  
 Ουαίος στήριξη: Msd = 12.92 kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 3.62, ξ = 0.12, ec/es = 2.7/20.0, KS = 3.02, AS = 3.00cm<sup>2</sup>  
 Ουαίος αγωγή: Msd = 13.44 kNm/m, d = 12.0cm, Kd = 3.27, ξ = 0.14, ec/es = 3.2/20.0, KS = 3.05, AS = 3.41cm<sup>2</sup>  
 Διεύθυνση Y-Y  Ly = 4.66m, φορτία: gY = 0.76x 5.75 = 4.35, gY = 0.76x 5.00 = 3.78 [kN/m<sup>2</sup>]  
 Εγκλίση πονη στήριξης:  $-0.80x(0.107x1.35x4.35+0.121x1.50x3.78) \times 4.66 = -22.79$  [kNm/m]  
 Μέγιστη πονη στήριξης:  $-0.80x(0.107x1.35x4.35+0.054x1.50x3.78) \times 4.66 = -16.20$  [kNm/m]  
 Από maxMsdt για φορτίο 1.35x 4.35+1.50x 3.78 προκύπτουν μέγιστη πονη αγωγίας και αντίδραση.  
 Μέγιστη πονη αγωγίας Msdavn = 23.69 [kNm/m] (V = 11.54x 4.66/2 - 16.20/4.66 = 23.38, M = 0.5x23.38<sup>2</sup>/11.54 = 23.69)  
 Φορτία σε δοκός πύλο: gA = 11.86 [kN/m], gB = 8.39 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκός κλιτή: gA = 9.56 [kN/m], gB = 8.04 [kN/m]  
 Ουαίος στήριξη: Msd = -22.79 kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 2.72, ξ = 0.20, ec/es = 3.5/14.0, KS = 3.14, AS = 5.50cm<sup>2</sup>  
 Ουαίος αγωγή: Msd = 23.69 kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 2.67, ξ = 0.21, ec/es = 3.5/13.2, KS = 3.15, AS = 5.74cm<sup>2</sup>  
 Λυγρότητα (α/d) 0.8x 4.66/0.130 = 29<30 (ελάχιστος ουαίος minAsx = 2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy = 2.0cm<sup>2</sup>/m)  
 Ουαίος αγωγίας x-x: #8/14 (3.57cm<sup>2</sup>/m), Y-Y: #10/13 (6.08cm<sup>2</sup>/m) (κλίση στήριση Y-Y)  
 Ουαίος στήριξη: #16 (3.13K-21: #8/14 (5.64)

Υπόγειο Πάσσα: 111

Only report on trip: A-Et: 8/20 ( 2.50) K-Et: 8/16 ( 3.13) V-Et: 8/16 ( 3.13)

Ομάδα: ανάλυσης x-x: 8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> , Y-Y: 8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> ) (και σιρόφι x-x)

Διεύθυνση x-x  
  
 $Lx = 2.79\text{m}$ , φορτία:  $qx = 1.00x$ ,  $5.75 = 5.75$ ,  $qx = 1.00x$ ,  $5.00 = 5.00$  [kN/m²]  
 Εξάγωνη ποπή στήριξης  $minMsd = -0.80x(0.107x1.35x$   $5.75 + 0.121x1.50x$   $5.00) \times 2.79 = -10.82$  [kNm/m]  
 Μέγιστη ποπή στήριξης  $maxMsd = -0.80x(0.107x1.35x$   $5.75 + 0.054x1.50x$   $5.00) \times 2.79 = -7.69$  [kNm/m]  
 Από  $maxMsd$  για φορτίο  $1.35x$   $5.75 + 1.50x$   $5.00$  προκύπτουν μέγιστη ποπή ανώλυτος και αντίστροφος.  
 Μέγιστη ποπή ανώλυτος  $Msdu = 7.16$  [kNm/m] ( $V = 15.26x$   $2.79/2 = 21.29$ ,  $M = 15.26x$   $2.79^2/8 - 7.69 = 7.16$ )  
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μέγιστη  $qA = gB = 5.75x$   $2.79/2 = 8.02$  [kN/m].  
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά  $qA = gB = 5.00x$   $2.79/2 = 6.98$  [kN/m]  
 ανώλυτος στήριξη:  $Msdu = -10.82$  kNm/m,  $d = 13.0$  cm,  $Kd = 3.95$ ,  $\xi = 0.10$ ,  $ec/es = 2.3/20.0$ ,  $Ks = 2.99$ ,  $\lambda s = 2.49$  cm²  
 ανώλυτος άνωλυμα:  $Msdu = 7.16$  kNm/m,  $d = 13.0$  cm,  $Kd = 4.86$ ,  $\xi = 0.08$ ,  $ec/es = 1.7/20.0$ ,  $Ks = 2.96$ ,  $\lambda s = 1.63$  cm²  
 ανώλυτος (α/δ)  $0.6x$   $2.79/0.130 = 13 < 30$  (ελάχιστος ανώλυτος  $min\lambda s x = 2.0$  cm²/m,  $min\lambda s y = 2.0$  cm²/m)


Υπόδειο Πάρεα: Π10

□

Ly/Lx = 1.67, C16/20-S400, n = 15 cm

Only input string: A-E: #8/20 ( 2.50) K-E: #8/16 ( 3.13) A-E: #8/20 ( 2.50)

Οπότε αναλύεται  $x-x: \Phi 8/20$  ( $2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$ ),  $Y-Y: \Phi 8/25$  ( $2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) (και ορίσθη  $x-x$ )

Διεύθυνση x-x  
  
 Πάχος: 19  
 ΛΥ/Lx = 1.72, C16/20-S400, h = 15 cm  
 φορτία: πόντιο q = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>  
 Διεύθυνση x-x  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00) x 2.71<sup>2</sup> = -10.21 [kNm/m]  
 Μέγιστη ποτή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00) x 2.71<sup>2</sup> = -7.26 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποτή αβολύματος και αντίστροφες.  
 Μέγιστη ποτή αβολύματος Msdav = 6.75[kNm/m] (V=15.26x 2.71/2=20.68,M=15.26x 2.71<sup>2</sup>/8 - 7.26 = 6.75)  
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόντιο qA=qB = 5.75x 2.71/2 = 7.79 [kN/m].  
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητό qA=qB = 5.00x 2.71/2 = 6.77 [kN/m]  
 ονώνες στήριξη: Msd = -10.21kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 4.07, ξ=0.10, εκ/εs=2.2/20.0, Ks=2.99, As = 2.35cm<sup>2</sup>  
 ονώνες αβολύμα: Msd = 6.75kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 5.00, ξ=0.08, εκ/εs=1.6/20.0, Ks=2.96, As = 1.54cm<sup>2</sup>  
 λυ/δ (α/δ) 0.6x 2.71/0.130 = 13<30 (ελάχιστος ονώνος minAsx=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)

Υπόγειο Πάγκα: 119   $LY/LX = 1.72$ , C16/20-S400,  $n = 15$  cm

Onyiaipoi{{awv:A-Zt:ø8/20( 2.51)K-Et:ø8/16( 3.13)Δ-Et:ø8/20( 2.50)

Οπλίσματα αερολύματος x-x: 8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m) , Y-Y : 8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m) (κλίση σιρόφι x-x)

Διεύθυνση Y-Y

$L_y = 3.08\text{m}$ ,  $\text{for } I_a: q_y = 1.00 \times 5.75 = 5.75$ ,  $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kNm}^2]$

Από maxdsd1 via portio 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποινή ανώλυτος και αντιστοίχως

φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κλίση  $q_A=q_B=5.00 \times 3.08/2=7.71$  [kN/m]

Ανυψώματα (αλ/δ) 0.6x 3.08/0.130=14<30 (ελάχιστος όγκος ανύψωσης minAsx=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)

ΟΡΓΑΝΟΤΟΙ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ:Κ-ΕΤ:Φ8/16( 3.13)Π-ΕΤ:Φ8/16( 3.13)

Формула:  $q = 5.75 \text{ кН/м}^2$ ,  $q = 5.00 \text{ кН/м}^2$

$\text{Poin} \otimes \eta$      $\text{Msda} \otimes A = \text{Msda} \otimes B = 0$      $[kNm/m]$

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>=5.00x 3.03/2= 7.57 [kN/m]

(x-x uoqoid oia) (w/m) uoboo e / qe/cg. x-x (w/m) uoboo x-x uoboo x-x uoboo

15 cm

[illegible]

Popn oin oin oin MsdotA=MsdotB=0 [kNm/m]

φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά  $q_A=q_B=5.00 \times 3.03/2=7.57 \text{ [kN/m]}$

[illegible]

1.  $y/x = 0.53$ ,  $0.16/20 = 0.008$ ,  $b = 15$  cm

with case 5, with case 4, with case 5, 6 ordered: include

Experiments with the following results:

Μέγιστη ποπή ανοίγματος  $Msdav = 2.34 [kNm/m]$  ( $V=15.26x1.60/2=12.17, M=15.26x1.60^2/8 - 2.51 = 2.34$ )

οι παραμέτρους ορίζονται ως:  $M_{sd} = -3.54 \text{ kNm/m}$ ,  $d = 13.0 \text{ cm}$ ,  $k_d = 6.91$ ,  $\xi = 0.05$ ,  $e_c/e_s =$

(III/-W20:Z-LSWIIIIM 'III/-W20:Z-XSWIIIIM S0p01vno S0101Xpva) 08>/ =08T:0/09:T x9:0 ( p/tn) p1110d1140v

Only one of original is: K-Et:08/20 ( 2.51) H-Et:08/20 ( 2.51)

911 : 000000



maximal

352

—λαρσν σοιπλλ.

$$KLV\eta\Gamma\alpha\quad Q\Delta=$$

16.0

MSD= 11.41KN

0.8x 2.81/0

T/O

1000

LTU :

14

maximal

35.

SECRET

και 'Στοχιοι η

3.2

**Figure 6.**

10/10/10

8/2

Age Group	Percentage of Respondents
18-29	85%
30-49	80%
50-69	75%
70+	70%

8TH

1000 900 800 700 600 500 400 300 200 100 0

MsdotA=MsdotI

$$MS_{D\alpha V} = (1.35x$$

is

$$= \text{Msd} = 19.29 \text{ kN}$$

( 1.0X 3.18/0 )

10/

107/88:13-V:AR

6TH :

maximal

35.

ANSWER SOLID

1. The first step is to identify the problem or question that needs to be addressed. This involves understanding the context and the specific requirements of the task.

I. L.

$$MSD = 4.70 \text{ KI}$$

0.6x 2.26/0

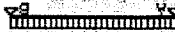

719

1000 900 800 700 600 500 400 300 200 100 0




Υπόγειο

Πάκα: Π20

L<sub>y</sub>/L<sub>x</sub>=1.44, C16/20-S400, h= 15 cmΦορτία: ηύψο q= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x  L<sub>x</sub>= 3.18m, Φορτία: g<sub>x</sub>= 0.46x 5.75= 2.65, q<sub>x</sub>= 0.46x 5.00= 2.30[kN/m<sup>2</sup>]Ροπή στη στήριξη M<sub>sdorB</sub>=0 [kNm/m]Ροπή στο άνοιγμα M<sub>sdv</sub>=(1.35x 2.65+1.50x 2.30)x 3.18/8= 8.88 [kNm/m]Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, ηύψο g<sub>A</sub>=g<sub>B</sub>= 2.65x 3.18/2= 4.21 [kN/m].Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητό q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>= 2.30x 3.18/2= 3.66 [kN/m]Ουχίονος άνοιγμα: M<sub>sd</sub>= 8.88kNm/m, d= 12.0cm, K<sub>d</sub>= 4.03, ξ=0.10, ec/es=2.2/20.0, K<sub>s</sub>=2.99, A<sub>s</sub>= 2.21cm<sup>2</sup>Διεύθυνση y-y  L<sub>y</sub>= 4.57m, Φορτία: g<sub>y</sub>= 0.54x 5.75= 3.10, q<sub>y</sub>= 0.54x 5.00= 2.70[kN/m<sup>2</sup>]Από max<sub>sdor</sub> για φορτίο 1.35x 3.10+1.50x 2.70 προκύπτουν ηέλιση ροπή άνοιγματος και αντίρροαίς.Μέγιστη ροπή στήριξης max<sub>sdor</sub>=-0.80x(0.107x1.35x 3.10+0.054x1.50x 2.70)x 4.57=-11.14 [kNm/m]Μέγιστη ροπή άνοιγματος M<sub>sdv</sub>=10.36[kNm/m] (V= 8.23x 4.57/2=18.82, M= 8.23x 4.57/8-11.14=10.36)Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, ηύψο g<sub>A</sub>=g<sub>B</sub>= 3.10x 4.57/2= 7.08 [kN/m].Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητό q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>= 2.70x 4.57/2= 6.17 [kN/m]Ουχίονος άνοιγμα: M<sub>sd</sub>= 10.36kNm/m, d= 13.0cm, K<sub>d</sub>= 3.28, ξ=0.14, ec/es=3.2/20.0, K<sub>s</sub>=3.05, A<sub>s</sub>= 3.67cm<sup>2</sup>Ανυψότητα (aL/d) 0.6x 4.57/0.130= 21<30 (ελάχιστος ουχίονος μινA<sub>s</sub>x=2.0cm<sup>2</sup>/m, μινA<sub>s</sub>y=2.0cm<sup>2</sup>/m)Ουχίονος άνοιγματος x-x: #8/18 ( 2.78cm<sup>2</sup>/m ), y-y: #8/20 ( 2.50cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω στήριξη y-y)


Ουχίονος στήριξης: K-Στ: #8/13 ( 3.85) Π-Στ: #8/13 ( 3.85)

Υπόγειο Πάκα: Π21

L<sub>y</sub>/L<sub>x</sub>=2.50, C16/20-S400, h= 15 cmΦορτία: ηύψο q= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x  L<sub>x</sub>= 3.09m, Φορτία: g<sub>x</sub>= 1.00x 5.75= 5.75, q<sub>x</sub>= 1.00x 5.00= 5.00[kN/m<sup>2</sup>]Ροπή στη στήριξη M<sub>sdorB</sub>=0 [kNm/m]Ροπή στο άνοιγμα M<sub>sdv</sub>=(1.35x 5.75+1.50x 5.00)x 3.09/8= 18.25 [kNm/m]Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, ηύψο g<sub>A</sub>=g<sub>B</sub>= 5.75x 3.09/2= 8.89 [kN/m].Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητό q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>= 5.00x 3.09/2= 7.73 [kN/m]Ουχίονος άνοιγμα: M<sub>sd</sub>= 18.25kNm/m, d= 13.0cm, K<sub>d</sub>= 3.04, ξ=0.16, ec/es=3.5/18.7, K<sub>s</sub>=3.08, A<sub>s</sub>= 4.32cm<sup>2</sup>Ανυψότητα (aL/d) 1.0x 3.09/0.130= 24<30 (ελάχιστος ουχίονος μινA<sub>s</sub>x=2.0cm<sup>2</sup>/m, μινA<sub>s</sub>y=2.0cm<sup>2</sup>/m)Ουχίονος άνοιγματος x-x: #8/11 ( 4.55cm<sup>2</sup>/m ), y-y: #8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω στήριξη x-x)

Ουχίονος στήριξης: K-Στ: #12/12 ( 9.42) Π-Στ: #8/13 ( 3.85)

Υπόγειο Πάκα: Π22

L<sub>y</sub>/L<sub>x</sub>=0.98, C16/20-S400, h= 15 cmΦορτία: ηύψο q= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x  L<sub>x</sub>= 3.39m, Φορτία: g<sub>x</sub>= 0.64x 5.75= 3.71, q<sub>x</sub>= 0.64x 5.00= 3.22[kN/m<sup>2</sup>]Από max<sub>sdor</sub> για φορτίο 1.35x 3.71+1.50x 3.22 προκύπτουν ηέλιση ροπή άνοιγματος και αντίρροαίς.Μέγιστη ροπή στήριξης max<sub>sdor</sub>=-0.80x(0.107x1.35x 3.71+0.054x1.50x 3.22)x 3.39=-7.35 [kNm/m]Μέγιστη ροπή άνοιγματος M<sub>sdv</sub>=6.83[kNm/m] (V= 9.84x 3.39/2=16.70, M= 9.84x 3.39/8-7.35= 6.83)Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, ηύψο g<sub>A</sub>=g<sub>B</sub>= 3.71x 3.39/2= 6.30 [kN/m].Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητό q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>= 3.22x 3.39/2= 5.47 [kN/m]Ουχίονος στήριξη: M<sub>sd</sub>= -10.33kNm/m, d= 13.0cm, K<sub>d</sub>= 4.04, ξ=0.10, ec/es=2.2/20.0, K<sub>s</sub>=2.99, A<sub>s</sub>= 2.38cm<sup>2</sup>Ουχίονος άνοιγμα: M<sub>sd</sub>= 6.83kNm/m, d= 13.0cm, K<sub>d</sub>= 4.97, ξ=0.08, ec/es=1.7/20.0, K<sub>s</sub>=2.96, A<sub>s</sub>= 1.55cm<sup>2</sup>Διεύθυνση y-y  L<sub>y</sub>= 3.31m, Φορτία: g<sub>y</sub>= 0.36x 5.75= 2.04, q<sub>y</sub>= 0.36x 5.00= 1.78[kN/m<sup>2</sup>]Από max<sub>sdor</sub> για φορτίο 1.35x 2.04+1.50x 1.78 προκύπτουν ηέλιση ροπή άνοιγματος και αντίρροαίς.Μέγιστη ροπή στήριξης max<sub>sdor</sub>=-0.80x(0.107x1.35x 2.04+0.054x1.50x 1.78)x 3.31=-3.85 [kNm/m]Μέγιστη ροπή άνοιγματος M<sub>sdv</sub>=5.64[kNm/m] (V= 5.42x 3.31/2-3.85/3.31= 7.82, M=0.5x 7.82/5.42= 5.64)Φορτία σε δοκούς ηύψο g<sub>A</sub>= 3.96 [kN/m], g<sub>B</sub>= 2.80 [kN/m]Φορτία σε δοκούς κινητό q<sub>A</sub>= 3.20 [kN/m], q<sub>B</sub>= 2.69 [kN/m]Ουχίονος στήριξη: M<sub>sd</sub>= -5.42kNm/m, d= 13.0cm, K<sub>d</sub>= 5.58, ξ=0.07, ec/es=1.4/20.0, K<sub>s</sub>=2.95, A<sub>s</sub>= 1.23cm<sup>2</sup>Ουχίονος άνοιγμα: M<sub>sd</sub>= 5.64kNm/m, d= 12.0cm, K<sub>d</sub>= 5.05, ξ=0.08, ec/es=1.6/20.0, K<sub>s</sub>=2.96, A<sub>s</sub>= 1.39cm<sup>2</sup>Ανυψότητα (aL/d) 0.6x 3.39/0.130= 16<30 (ελάχιστος ουχίονος μινA<sub>s</sub>x=2.0cm<sup>2</sup>/m, μινA<sub>s</sub>y=2.0cm<sup>2</sup>/m)Ουχίονος άνοιγματος x-x: #8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), y-y: #8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω στήριξη x-x)

Ουχίονος στήριξης: A-Στ: #8/19 ( 2.63) K-Στ: #8/20 ( 2.51) A-Στ: #8/20 ( 2.50)



$\alpha_{\text{vol}} = 8.20 \times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$ ,  $\beta_{\text{vol}} = 2.51 \times 10^{-7} / ^{\circ}\text{C}^2$ ,  $\gamma_{\text{vol}} = 2.00 \times 10^{-9} / ^{\circ}\text{C}^3$

Υπόψη: Π27 □  $LY/Lx = 1.97$ , C16/20-S400,  $\eta = 15$  cm

Φορτία:  $p_{\text{όριση}} = 5.75 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{\text{κίνηση}} = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση x-x

$$\text{Meylon potit sthro} \text{ maxmsdot} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 2.57 = -6.53 \text{ [kNm/m]}$$

$\text{M}_{\text{dyn}} = 6.07 \text{ [kNm/m]} \quad (V = 15.26 \times 2.57/2 = 19.61, M = 15.26 \times 2.57^2/8 - 6.53 = 6.07)$

$$q_A = q_B = 5.00 \times 2.57/2 = 6.43 \text{ [kN/m]}$$

οπλίσματος στήριξη:  $M_{sd} = -9.18 \text{ kNm/m}$ ,  $d = 13.0 \text{ cm}$ ,  $K_d = 4.29$ ,  $\xi = 0.09$ ,  $e_c/e_s = 2.0/20.0$ ,  $K_s = 2.98$ ,  $A_s = 2.10 \text{ cm}^2$

1. *Phragmites australis* (Cav.) Trin. ex Steud. (Common reed)

Only one anolyte was used:  $\text{H}_2\text{O}$  (2.51 cm<sup>2</sup>/m),  $\text{Y}-\text{Y}$ : 8/25 (2.00 cm<sup>2</sup>/m) (K<sub>1</sub> is 0.0001)

1616-1617-1618-1619-1620-1621-1622-1623-1624-1625-1626-1627-1628-1629-1630-1631-1632-1633-1634-1635-1636-1637-1638-1639-1640-1641-1642-1643-1644-1645-1646-1647-1648-1649-1650-1651-1652-1653-1654-1655-1656-1657-1658-1659-1660-1661-1662-1663-1664-1665-1666-1667-1668-1669-1670-1671-1672-1673-1674-1675-1676-1677-1678-1679-1680-1681-1682-1683-1684-1685-1686-1687-1688-1689-1690-1691-1692-1693-1694-1695-1696-1697-1698-1699-1700-1701-1702-1703-1704-1705-1706-1707-1708-1709-1710-1711-1712-1713-1714-1715-1716-1717-1718-1719-1720-1721-1722-1723-1724-1725-1726-1727-1728-1729-1730-1731-1732-1733-1734-1735-1736-1737-1738-1739-1740-1741-1742-1743-1744-1745-1746-1747-1748-1749-1750-1751-1752-1753-1754-1755-1756-1757-1758-1759-1760-1761-1762-1763-1764-1765-1766-1767-1768-1769-1770-1771-1772-1773-1774-1775-1776-1777-1778-1779-1780-1781-1782-1783-1784-1785-1786-1787-1788-1789-1790-1791-1792-1793-1794-1795-1796-1797-1798-1799-1800-1801-1802-1803-1804-1805-1806-1807-1808-1809-1810-1811-1812-1813-1814-1815-1816-1817-1818-1819-1820-1821-1822-1823-1824-1825-1826-1827-1828-1829-1830-1831-1832-1833-1834-1835-1836-1837-1838-1839-1840-1841-1842-1843-1844-1845-1846-1847-1848-1849-1850-1851-1852-1853-1854-1855-1856-1857-1858-1859-1860-1861-1862-1863-1864-1865-1866-1867-1868-1869-1870-1871-1872-1873-1874-1875-1876-1877-1878-1879-1880-1881-1882-1883-1884-1885-1886-1887-1888-1889-1890-1891-1892-1893-1894-1895-1896-1897-1898-1899-1900-1901-1902-1903-1904-1905-1906-1907-1908-1909-1910-1911-1912-1913-1914-1915-1916-1917-1918-1919-1920-1921-1922-1923-1924-1925-1926-1927-1928-1929-1930-1931-1932-1933-1934-1935-1936-1937-1938-1939-1940-1941-1942-1943-1944-1945-1946-1947-1948-1949-1950-1951-1952-1953-1954-1955-1956-1957-1958-1959-1960-1961-1962-1963-1964-1965-1966-1967-1968-1969-1970-1971-1972-1973-1974-1975-1976-1977-1978-1979-1980-1981-1982-1983-1984-1985-1986-1987-1988-1989-1990-1991-1992-1993-1994-1995-1996-1997-1998-1999-2000-2001-2002-2003-2004-2005-2006-2007-2008-2009-2010-2011-2012-2013-2014-2015-2016-2017-2018-2019-2020-2021-2022-2023-2024-2025-2026-2027-2028-2029-2030-2031-2032-2033-2034-2035-2036-2037-2038-2039-2040-2041-2042-2043-2044-2045-2046-2047-2048-2049-2050-2051-2052-2053-2054-2055-2056-2057-2058-2059-2060-2061-2062-2063-2064-2065-2066-2067-2068-2069-2070-2071-2072-2073-2074-2075-2076-2077-2078-2079-2080-2081-2082-2083-2084-2085-2086-2087-2088-2089-2090-2091-2092-2093-2094-2095-2096-2097-2098-2099-2100-2101-2102-2103-2104-2105-2106-2107-2108-2109-2110-2111-2112-2113-2114-2115-2116-2117-2118-2119-2120-2121-2122-2123-2124-2125-2126-2127-2128-2129-2130-2131-2132-2133-2134-2135-2136-2137-2138-2139-2140-2141-2142-2143-2144-2145-2146-2147-2148-2149-2150-2151-2152-2153-2154-2155-2156-2157-2158-2159-2160-2161-2162-2163-2164-2165-2166-2167-2168-2169-2170-2171-2172-2173-2174-2175-2176-2177-2178-2179-2180-2181-2182-2183-2184-2185-2186-2187-2188-2189-2190-2191-2192-2193-2194-2195-2196-2197-2198-2199-2200-2201-2202-2203-2204-2205-2206-2207-2208-2209-2210-2211-2212-2213-2214-2215-2216-2217-2218-2219-2220-2221-2222-2223-2224-2225-2226-2227-2228-2229-2230-2231-2232-2233-2234-2235-2236-2237-2238-2239-2240-2241-2242-2243-2244-2245-2246-2247-2248-2249-2250-2251-2252-2253-2254-2255-2256-2257-2258-2259-2260-2261-2262-2263-2264-2265-2266-2267-2268-2269-2270-2271-2272-2273-2274-2275-2276-2277-2278-2279-2280-2281-2282-2283-2284-2285-2286-2287-2288-2289-2290-2291-2292-2293-2294-2295-2296-2297-2298-2299-2300-2301-2302-2303-2304-2305-2306-2307-2308-2309-2310-2311-2312-2313-2314-2315-2316-2317-2318-2319-2320-2321-2322-2323-2324-2325-2326-2327-2328-2329-2330-2331-2332-2333-2334-2335-2336-2337-2338-2339-2340-2341-2342-2343-2344-2345-2346-2347-2348-2349-2350-2351-2352-2353-2354-2355-2356-2357-2358-2359-2360-2361-2362-2363-2364-2365-2366-2367-2368-2369-2370-2371-2372-2373-2374-2375-2376-2377-2378-2379-2380-2381-2382-2383-2384-2385-2386-2387-2388-2389-2390-2391-2392-2393-2394-2395-2396-2397-2398-2399-2400-2401-2402-2403-2404-2405-2406-2407-2408-2409-2410-2411-2412-2413-2414-2415-2416-2417-2418-2419-2420-2421-2422-2423-2424-2425-2426-2427-2428-2429-2430-2431-2432-2433-2434

Υπόδειξη:  $\mu_{\text{H}_2\text{O}} = 2.14$ ,  $C_{16}/20\text{-S400}$ ,  $\eta = 15$  cm

$$\Delta \text{πδελον } x-x = Lx = 2.36\pi, \Phi_{opt} : \alpha = g_x = 1.00x \ 5.75 = 5.75, q_x = 1.00x \ 5.0$$

$\Delta \sigma_{\text{max}} = -0.80 \times 10.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00 \times 2.36 = -7.78 \text{ kNm/m}$   
 $\Delta \sigma_{\text{min}} = -0.80 \times 10.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00 \times 2.36 = -5.53 \text{ kNm/m}$

Από  $\max_{\text{max}} \text{sdot}$  για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν  $\mu\epsilon\gamma\alpha\lambda\upsilon\tau\eta$  ποσότητες  $\text{avot}\mu\alpha\tau\alpha\sigma\iota\varsigma$  και  $\text{avot}\mu\alpha\tau\alpha\sigma\iota\varsigma$ .

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόλιντα  $g_A = g_B = 5.75 \times 2.36/2 = 6.80 \text{ [kN/m]}$ .

οπλίσματος:  $M_{sd} = -7.78 \text{ kNm/m}$ ,  $d = 13.0 \text{ cm}$ ,  $k_d = 4.66$ ,  $\xi = 0.08$ ,  $e_c/e_s$

οι τιμές των παραμέτρων:  $M_{sd} = 5.14 \text{ kNm/m}$ ,  $d = 13.0 \text{ cm}$ ,  $K_d = 5.73$ ,  $\xi = 0.06$ ,  $e_c/e_s = 1.4/20.0$ ,  $K_s = 2.94$ ,  $A_s = 1.16 \text{ cm}^2$

[illegible]

Only one of the following is a prime number: 2.50, 2.51, 2.52, 2.53, 2.54, 2.55, 2.56, 2.57, 2.58, 2.59, 2.60, 2.61, 2.62, 2.63, 2.64, 2.65, 2.66, 2.67, 2.68, 2.69, 2.70, 2.71, 2.72, 2.73, 2.74, 2.75, 2.76, 2.77, 2.78, 2.79, 2.80, 2.81, 2.82, 2.83, 2.84, 2.85, 2.86, 2.87, 2.88, 2.89, 2.90, 2.91, 2.92, 2.93, 2.94, 2.95, 2.96, 2.97, 2.98, 2.99, 3.00, 3.01, 3.02, 3.03, 3.04, 3.05, 3.06, 3.07, 3.08, 3.09, 3.10, 3.11, 3.12, 3.13, 3.14, 3.15, 3.16, 3.17, 3.18, 3.19, 3.20, 3.21, 3.22, 3.23, 3.24, 3.25, 3.26, 3.27, 3.28, 3.29, 3.30, 3.31, 3.32, 3.33, 3.34, 3.35, 3.36, 3.37, 3.38, 3.39, 3.40, 3.41, 3.42, 3.43, 3.44, 3.45, 3.46, 3.47, 3.48, 3.49, 3.50, 3.51, 3.52, 3.53, 3.54, 3.55, 3.56, 3.57, 3.58, 3.59, 3.60, 3.61, 3.62, 3.63, 3.64, 3.65, 3.66, 3.67, 3.68, 3.69, 3.70, 3.71, 3.72, 3.73, 3.74, 3.75, 3.76, 3.77, 3.78, 3.79, 3.80, 3.81, 3.82, 3.83, 3.84, 3.85, 3.86, 3.87, 3.88, 3.89, 3.90, 3.91, 3.92, 3.93, 3.94, 3.95, 3.96, 3.97, 3.98, 3.99, 4.00, 4.01, 4.02, 4.03, 4.04, 4.05, 4.06, 4.07, 4.08, 4.09, 4.10, 4.11, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15, 4.16, 4.17, 4.18, 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, 4.23, 4.24, 4.25, 4.26, 4.27, 4.28, 4.29, 4.30, 4.31, 4.32, 4.33, 4.34, 4.35, 4.36, 4.37, 4.38, 4.39, 4.40, 4.41, 4.42, 4.43, 4.44, 4.45, 4.46, 4.47, 4.48, 4.49, 4.50, 4.51, 4.52, 4.53, 4.54, 4.55, 4.56, 4.57, 4.58, 4.59, 4.60, 4.61, 4.62, 4.63, 4.64, 4.65, 4.66, 4.67, 4.68, 4.69, 4.70, 4.71, 4.72, 4.73, 4.74, 4.75, 4.76, 4.77, 4.78, 4.79, 4.80, 4.81, 4.82, 4.83, 4.84, 4.85, 4.86, 4.87, 4.88, 4.89, 4.90, 4.91, 4.92, 4.93, 4.94, 4.95, 4.96, 4.97, 4.98, 4.99, 5.00, 5.01, 5.02, 5.03, 5.04, 5.05, 5.06, 5.07, 5.08, 5.09, 5.10, 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15, 5.16, 5.17, 5.18, 5.19, 5.20, 5.21, 5.22, 5.23, 5.24, 5.25, 5.26, 5.27, 5.28, 5.29, 5.30, 5.31, 5.32, 5.33, 5.34, 5.35, 5.36, 5.37, 5.38, 5.39, 5.40, 5.41, 5.42, 5.43, 5.44, 5.45, 5.46, 5.47, 5.48, 5.49, 5.50, 5.51, 5.52, 5.53, 5.54, 5.55, 5.56, 5.57, 5.58, 5.59, 5.60, 5.61, 5.62, 5.63, 5.64, 5.65, 5.66, 5.67, 5.68, 5.69, 5.70, 5.71, 5.72, 5.73, 5.74, 5.75, 5.76, 5.77, 5.78, 5.79, 5.80, 5.81, 5.82, 5.83, 5.84, 5.85, 5.86, 5.87, 5.88, 5.89, 5.90, 5.91, 5.92, 5.93, 5.94, 5.95, 5.96, 5.97, 5.98, 5.99, 6.00, 6.01, 6.02, 6.03, 6.04, 6.05, 6.06, 6.07, 6.08, 6.09, 6.10, 6.11, 6.12, 6.13, 6.14, 6.15, 6.16, 6.17, 6.18, 6.19, 6.20, 6.21, 6.22, 6.23, 6.24, 6.25, 6.26, 6.27, 6.28, 6.29, 6.30, 6.31, 6.32, 6.33, 6.34, 6.35, 6.36, 6.37, 6.38, 6.39, 6.40, 6.41, 6.42, 6.43, 6.44, 6.45, 6.46, 6.47, 6.48, 6.49, 6.50, 6.51, 6.52, 6.53, 6.54, 6.55, 6.56, 6.57, 6.58, 6.59, 6.60, 6.61, 6.62, 6.63, 6.64, 6.65, 6.66, 6.67, 6.68, 6.69, 6.70, 6.71, 6.72, 6.73, 6.74, 6.75, 6.76, 6.77, 6.78, 6.79, 6.80, 6.81, 6.82, 6.83, 6.84, 6.85, 6.86, 6.87, 6.88, 6.89, 6.90, 6.91, 6.92, 6.93, 6.94, 6.95, 6.96, 6.97, 6.98, 6.99, 7.00, 7.01, 7.02, 7.03, 7.04, 7.05, 7.06, 7.07, 7.08, 7.09, 7.10, 7.11, 7.12, 7.13, 7.14, 7.15, 7.16, 7.17, 7.18, 7.19, 7.20, 7.21, 7.22, 7.23, 7.24, 7.25, 7.26, 7.27, 7.28, 7.29, 7.30, 7.31, 7.32, 7.33, 7.34, 7.35, 7.36, 7.37, 7.38, 7.39, 7.40, 7.41, 7.42, 7.43, 7.44, 7.45, 7.46, 7.47, 7.48, 7.49, 7.50, 7.51, 7.52, 7.53, 7.54, 7.55, 7.56, 7.57, 7.58, 7.59, 7.60, 7.61, 7.62, 7.63, 7.64, 7.65, 7.66, 7.67, 7.68, 7.69, 7.70, 7.71, 7.72, 7.73, 7.74, 7.75, 7.76, 7.77, 7.78, 7.79, 7.80, 7.81, 7.82, 7.83, 7.84, 7.85, 7.86, 7.87, 7.88, 7.89, 7.90, 7.91, 7.92, 7.93, 7.94, 7.95, 7.96, 7.97, 7.98, 7.99, 8.00, 8.01, 8.02, 8.03, 8.04, 8.05, 8.06, 8.07, 8.08, 8.09, 8.10, 8.11, 8.12, 8.13, 8.14, 8.15, 8.16, 8.17, 8.18, 8.19, 8.20, 8.21, 8.22, 8.23, 8.24, 8.25, 8.26, 8.27, 8.28, 8.29, 8.30, 8.31, 8.32, 8.33, 8.34, 8.35, 8.36, 8.37, 8.38, 8.39, 8.40, 8.41, 8.42, 8.43, 8.44, 8.45, 8.46, 8.47, 8.48, 8.49, 8.50, 8.51, 8.52, 8.53, 8.54, 8.55, 8.56, 8.57, 8.58, 8.59, 8.60, 8.61, 8.62, 8.63, 8.64, 8.65, 8.66, 8.67, 8.68, 8.69, 8.70, 8.71, 8.72, 8.73, 8.74, 8.75, 8.76, 8.77, 8.78, 8.79, 8.80, 8.81, 8.82, 8.83, 8.84, 8.85, 8.86, 8.87, 8.88, 8.89, 8.90, 8.91, 8.92, 8.93, 8.94, 8.95, 8.96, 8.97, 8.98, 8.99, 9.00, 9.01, 9.02, 9.03, 9.04, 9.05, 9.06, 9.07, 9.08, 9.09, 9.10, 9.11, 9.12, 9.13, 9.14, 9.15, 9.16, 9.17, 9.18, 9.19, 9.20, 9.21, 9.22, 9.23, 9.24, 9.25, 9.26, 9.27, 9.28, 9.29, 9.3

Υπόψη: Πάσα: □  $LY/Lx = 0.32$ , C16/20-S400,  $h = 15$  cm

Формула:  $g = 5.75 \text{ KН/м}^2$ ,  $q_{\text{крит}} = 5.00 \text{ KН/м}^2$

$$\Delta \varepsilon_{\text{elast}} = \frac{1}{E} \left( \sigma - \nu \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \right) \quad \text{for } \sigma > \sigma_{\text{elast}}$$

Μέγιστη ποδη στήριξη  $\sigma_{\max} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 5.06^2 = -25.31$  [kN/m]

$\rho_{\text{max}} = 0.5 \pm 0.06$  g/cm<sup>3</sup>,  $V = 15.26 \times 10^{-24}$  cm<sup>3</sup>,  $M = 0.533 \times 10^4$  g/mol.

Φορτία σε δοκούς μόνιμα  $g_A = 12.06$  [kN/m],  $g_B = 17.04$  [kN/m]  
 Φορτία σε δοκούς κινητά  $q_A = 11.56$  [kN/m],  $q_B = 13.74$  [kN/m]

οπλισμός στήλης:  $M_{sd} = -35.60 \text{ kNm/m}$ ,  $d = 13.0 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.18$ ,  $\xi = 0.33$ ,  $e_c/e_s = 3.5/7.0$ ,  $K_s = 3.34$ ,  $A_s = 9.14 \text{ cm}^2$

de laa: laeie S. 441:2 par /waa:et p /u /wa:te:15 par:nd!:e:3 Sodeyimo

~~$$\text{Only use: } x = 8/25 \text{ ( } 2.00 \text{ cm}^2/\text{m) ; } Y = 12/11 \text{ ( } 10.27 \text{ cm}^2/\text{m) (ratio of } Y/Y)$$~~

~~only:qno: orhp:few.v.2-B-49/20( 2.51)H-B-412/12( 9.42)~~



Όροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ποπή Άνοιγμα max [kNm] min	Ποπή Στήρι-Α max [kNm] min	Ποπή Στήρι-Β max [kNm] min	Στήριξη [kNm]	Α [kN]	Β
Υπόγειο	Δ1	Δ1	107	0	0	0	92	92
Υπόγειο	Δ10	Δ10	129	0	0	0	102	102
Υπόγειο	Δ2	Δ2	91	0	0	0	78	78
Υπόγειο	Δ3	Δ3	77	0	0	0	66	66
Υπόγειο	Δ4	Δ4	89	0	0	0	77	77
Υπόγειο	Δ5	Δ5	119	0	0	0	102	102
Υπόγειο	Δ6	Δ6	98	0	0	0	84	84
Υπόγειο	Δ7	Δ7	36	0	0	0	45	45
Υπόγειο	Δ8	Δ8	77	0	0	-136	81	135
Υπόγειο	Δ9	Δ9	132	0	0	0	104	104

[illegible]

ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΙ ΟΔΗΓΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΠΕΔΕΥΣΗ ΤΩΝ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

Η διαταγή αυτή αφορά την εκτέλεση των κανονισμών που έχουν εκδοθεί από το Υπουργείο Παιδείας και Θρησκευμάτων, με σκοπό την εξασφάλιση της ποιότητας της εκπαίδευσης. Οι κανονισμοί αυτοί εφαρμόζονται σε όλα τα εκπαιδευτικά ιδρύματα της χώρας, ανεξάρτητα από το επίπεδο της εκπαίδευσης. Οι κανονισμοί αυτοί εφαρμόζονται σε όλα τα εκπαιδευτικά ιδρύματα της χώρας, ανεξάρτητα από το επίπεδο της εκπαίδευσης. Οι κανονισμοί αυτοί εφαρμόζονται σε όλα τα εκπαιδευτικά ιδρύματα της χώρας, ανεξάρτητα από το επίπεδο της εκπαίδευσης.

Υπόγειο Δ1 (Δ1) μήκος L= 4.66m, πλάτος B= 30cm, ύψος h= 35cm, συν. ηλ. βm= 95cm, πλάκα h1= 15cm

Μερίδιο C16/20-S400 ποτή ανώγειας max MsdAB= 107kNm (min= 0kNm), ποτή στήριξης B minMsdB= 0kNm (max= 0kNm) Tsd= 0kNm

Ανάλυση Msd= 107kNm, bm=0.95m, d=30cm, Kd= 2.83, ξ=0.18, x= 5.5<hf=15cm, ec/es=3.5/15.5, Ks=3.11, As=11.1cm²

Εγκρίσεις οπλισμός κήψης προς αποφυγή ατοχίας Χωρίς προεξοχή

Εγκρίσεις οπλισμός κήψης, λυγνότητα αλ/η=1.00x466/30=16<20 (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποτών)

Οπλισμός στο άνω γίγα 4φ20 (12.6cm²)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα αχρειάσμος (απόρ. d από παρείδ) Vsd= 92.0-0.40x 39.5= 76.2kN

Μερίδιο C16/20-S400 ποτή ανώγειας max MsdAB= 129kNm (min= 0kNm), ποτή στήριξης B minMsdB= 0kNm (max= 0kNm) Tsd= 0kNm

Ανάλυση Msd= 129kNm, bm=1.01m, d=35cm, Kd= 3.10, ξ=0.15, x= 5.3<hf=15cm, ec/es=3.5/19.6, Ks=3.07, As=11.3cm²

Εγκρίσεις οπλισμός κήψης προς αποφυγή ατοχίας Χωρίς προεξοχή

Εγκρίσεις οπλισμός κήψης, λυγνότητα αλ/η=1.00x506/35=14<20 (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποτών)

Οπλισμός στο άνω γίγα 4φ20 (12.6cm²)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα αχρειάσμος (απόρ. d από παρείδ) Vsd= 101.7-0.45x 40.2= 83.6kN

$\overline{\text{X}}_{\text{Moy}} = 10$      $\overline{\text{A}}_2 = 12$      $\overline{\text{A}}_2$   
 μήκος  $L = 4.66\text{m}$ , πλάτος  $b = 30\text{cm}$ , ύψος  $h = 35\text{cm}$ ,  $\sigma_{\text{UV}}$ ,  $\sigma_{\text{V}}$ ,  $b_m = 95\text{cm}$ ,  $\pi\alpha\kappa\alpha\eta_1 = 15\text{cm}$   
 οίκατα ποσών

$\mu_{\text{μεταξ}} G16/20-S400$  ποτ $\eta$   $\sigma\omega\lambda\eta\gamma\alpha\tau\omicron\varsigma$  max  $M_{sdAB}$  = 91kNm (min = 0kNm)  
 ποτ $\eta$   $\sigma\eta\tau\eta\sigma\iota\varsigma$  A min  $M_{sdA}$  = 0kNm (max = 0kNm), ποτ $\eta$   $\sigma\eta\tau\eta\sigma\iota\varsigma$  B min  $M_{sdB}$  = 0kNm (max = 0kNm)  
 $\tau\epsilon\tau\eta\sigma\alpha\alpha$   $\delta\upsilon\sigma\alpha\mu\eta$   $V_{sdA}$  = 78kN,  $\tau\epsilon\tau\eta\sigma\alpha\alpha$   $\delta\upsilon\sigma\alpha\mu\eta$   $V_{sdB}$  = 78kN, ποτ $\eta$   $\sigma\eta\tau\eta\sigma\iota\varsigma$   $T_{sd}$  = 0kNm

Διαστάσεις: μήκος 9.3cm, πλάτος 3.07cm, πάχος 0.95cm,  $M_{sd} = 91 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.95 \text{ cm}$ ,  $d = 30 \text{ cm}$ ,  $K_d = 3.07$ ,  $\xi = 0.15$ ,  $x = 4.6$ ,  $h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $e_c/e_s = 3.5/19.2$ ,  $K_s = 3.07$ ,  $A_s = 9.3 \text{ cm}^2$

ΕΡΕΥΝΑ ΣΤΗΝ ΕΚΚΛΗΣΙΑ ΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ

$$p_{min}=0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 1.9 / 400 = 0.00237, \quad p_{max} = 0.0015, \quad \min A_s = 0.00150 \times 3030 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Ενέχυρος πηληκάρων,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  η έγκριση δέχεται (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \Phi = 20$ ,  $\epsilon_{\text{ενέχυρος παραβόρεσης, } \lambda_{\text{πληροίη}} = \alpha L / h = 1.00 \times 466 / 30 = 16 < 20$  (Κανον. 16.2, α από δέχεται ποσόν)

Οπλίσμος στο άνοιγμα 4Φ18(10.2cm<sup>2</sup>)

ἡμετέρας κοινότητας καὶ ὑποψήφιοις καὶ

Τέμνουσα σχεδίαστος (απόστ. d από παρεια) Vsd= 77.9-0.40x 33.5= 64.5KN

$$v=0.7-16/200=0.620>0.5, \text{Vid2}=0.5 \times 0.620 \times 10^{-7} \times 30 \times 0.1 = 268 \text{KN} > 64.5 = \text{Vsd}$$

$\frac{v_{sd}}{V_d} = 0.24$   $E_v \chi_i \rho_i$   $\sigma_i$   $v_i$   $s = 18\text{cm}$ ,  $A_s = 0.0009 \times 18 \times 30 = 0.5\text{cm}^2$   $\sigma_{vd} = 176\text{N/mm}^2$   $f_t = 1.4\text{N/mm}^2$

$\overline{\chi\eta\sigma\epsilon\iota\omicron}$      $\overline{\Delta 3} \ (\Delta 3)$      $\overline{\Delta 3}$

μήκος l = 4.66m, πλάτος b = 20cm, ύψος h = 35cm, συν. πλ. b.m = 85cm, πλάκα h1 = 15cm  
διαγράμμιση ποσών

ημερίων 16/20-2400 ποδη ανοιγματος max MsdAB= 77kNm (min= 0kNm)  
 ποδη στρίβειν A minMsdA= 0kNm(max= 0kNm), ποδη στρίβειν B minMsdB= 0kNm(max= 0kNm)  
 ελβετιονοα δυναμοα VsDA= 66kN, ελβετιονοα δυναμη VsDB= 66kN, ποδη στρίβειν TsD= 0kNm

$$\text{Διστασογόνηση έλκωνι κάρνη (οριική κατάσταση ατοχία)} \quad \text{Ανάλυση} \quad \text{Μσδ} = 77 \text{ kNm}, \text{bm} = 0.85 \text{m}, \text{d} = 30 \text{cm}, \text{Kd} = 3.16, \xi = 0.15, x = 4.4 < h = 15 \text{cm}, \text{ec/es} = 3.4/20.0, \text{Ks} = 3.06, \text{As} = 7.8 \text{cm}^2$$

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΕΚΔΟΣΕΩΝ ΔΙΔΑΚΤΙΚΩΝ ΒΙΒΛΙΩΝ (ΙΤΥΥΔΕΚ)

pm1n=0.5xftcm/fyk=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x2030= 0.90cm<sup>2</sup>

Ελέγχος πυκνότητας,  $\rho_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διατρίβος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \phi = 20$ , Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\lambda_{\text{υψηλό}} \rho_{\text{λιγί}} = \alpha \cdot \eta = 1.00 \times 66/30 = 16 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διαγράμμα ποσών)

ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΣΤΟ ΑΝΟΙΓΜΑ 4Φ16 ( 8.0cm<sup>2</sup> )

ἡμεῖς ἀποδοῦμεν αὐτῇ ἡμετέραν ὑπακοήν.

Τέμνουσα σχεδίαση (από:  $V_{sd} = 66.0 - 0.40 \times 28.4 = 54.7 \text{ kN}$ )

$$\begin{aligned} \hat{v} &= 0.7 - 16/200 = 0.620 > 0.5, \quad \text{VPD2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 30 \times 0.1 = 1.79 \text{ kN} \\ \hat{v} &= 0.7 - 16/200 = 0.620 > 0.5, \quad \text{VPD1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 4.0 \times 0.001 \times 20 \times 30 \times 0.1 = 1.94 \text{ kN} \end{aligned}$$
$$v_{sd}/v_{id2} = 0.31 \text{ Eşleştirilmiş devreler için}, s = 18\text{cm}, A_{sw} = 0.0099 \times 18 \times 20 = 0.36\text{cm}^2 \text{ eşleştirilmiş 2-11n101 } \Phi 8/18$$
[illegible]

ημερίδα 16/20-5400 ποχή ανατολικά max MsdAB= 89kNm (min= 0kNm)  
 ποχή οριζιόν A minMsdA= 0kNm(max= 0kNm), ποχή οριζιόν B minMsdB= 0kNm(max= 0kNm)

$V_{SDA} = 77 \text{ kN}$ ,  $i\epsilon\lambda\nu o u \alpha \delta \nu \lambda \mu \eta V_{SDB} = 77 \text{ kN}$ ,  $\rho o n\eta \sigma i \phi \epsilon \psi \eta s T_{SD} = 0 \text{ kNm}$

(Στοιχεία καταχώρισης) Σημειώνεται ότι το ποσό των 11 ευρώ αποτελεί τον υπολογισμό για την

Ανάλυση  $Msd = 89 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.85 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 3.90$ ,  $\xi = 0.11$ ,  $x = 4.2 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 2.4/20.0$ ,  $K_s = 3.00$ ,  $A_s = 6.7 \text{ cm}^2$

ἡλοιοποριζορπ ριρϑ ραγχοιορ ηλφορρ ρορρ ριρρρ ρορρρρρ ροιοιχρρρ

$$p_{min}=0.5x f_{ctm}/f_y k=0.5 \times 1.9/400=0.00237, \quad p_{max}=0.0015, \quad m_{1ns}=0.00150 \times 2040=1.20 \text{ cm}^2$$

Ελαττωτός δηλητηριώσης,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  ηέλιση  $\delta\alpha\eta\eta\epsilon\iota\sigma\tau\epsilon\varsigma$   $\sigma\eta\lambda\eta\eta\epsilon\iota\sigma\tau\epsilon\varsigma$  (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \phi = 20$ ,

Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\lambda_{\text{υψηλόητα}} = \alpha L/h = 1.00 \times 466/40 = 12.2 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διαγράμμα ποσών)

Οπλισμός στο άνωίπια 4φ16 (8.0cm<sup>2</sup>)

Διαισθησιογόνο για τέπνονα δύνανη

Τέπνονα σχεδίασμο (από, d από παρείδ) Vsd = 76.8-0.50x 33.0 = 60.3kN

p1=4.02/(20x40)=0.005&lt;0.02, Vrd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.005)x20x40x0.1= 24.7kN

v=0.7-16/200=0.620&gt;0.5, Vrd2=0.5x0.620x10.7x20x0.9x40x0.1= 238kN&gt; 60.3=Vsd

Vsd/Vrd2= 0.25 Ελκχιστοσ οπλίσμοσ δίστησος, s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδέρηπεσ 2-τήπτοί Φ8/20

$$V_{sd} = 60.3 - 24.7 = 35.7 \text{ kN}, \quad A_{sw}/s = 1000 \times 35.7 / (0.9 \times 40 \times 347.8) = 2.8 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ συνδέρηπεσ 2-τήπτοί } \Phi 8/20$$

Υπόμελο A5 (A5) μήκος L= 4.66m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 45cm, συν. πλ. bm= 85cm, πλάκα h1= 15cm



δίσταρπια ποσών

μπετόν C16/20-S400 ποτή αοίγματοσ max MsdAB= 119kNm (min= 0kNm)

ποτή στήριξήσ A minMsda= 0kNm(max= 0kNm), ποτή στήριξήσ B minMsdB= 0kNm(max= 0kNm)

τέπνονα δύνανη VsdA= 102kN, τέπνονα δύνανη VsdB= 102kN, ποτή στήριξήσ Tsd= 0kNm

Διαισθησιογόνο (οπιακή καίσταση ατοχλάσ)

Αοίγμα Msd= 119kNm, bm=0.85m, d=40cm, Kd= 3.38, ξ=0.13, x= 5.2<hf=15cm, ec/es=3.0/20.0, Ks=3.04, As= 9.0cm<sup>2</sup>

Ελκχιστοσ οπλίσμοσ καψήσ ποσ αποφυή ατοχλάσ ποσείδοπολησ

pmin=0.5xictm/fyk=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x2040= 1.20cm<sup>2</sup>Ελκχόσ πηπάσος, σs=0.70x400=280N/mm<sup>2</sup> πέγιστη δίσταρπιοσ οπλίσμοσ (Κανον. Πιν 15.1) maxφ=20,

Ελκχόσ παρσφωσής, λυηρόσηα=αL/h=1.00x466/40=12&lt;20 (Κανον. 16.2, α από δίσταρπια ποσών)

Οπλίσμοσ στο άνωίπια 4φ18 (10.2cm<sup>2</sup>)

Διαισθησιογόνο για τέπνονα δύνανη

Τέπνονα σχεδίασμο (από, d από παρείδ) Vsd = 102.4-0.50x 44.0 = 80.4kN

p1=5.08/(20x40)=0.006&lt;0.02, Vrd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.006)x20x40x0.1= 25.6kN

v=0.7-16/200=0.620&gt;0.5, Vrd2=0.5x0.620x10.7x20x0.9x40x0.1= 238kN&gt; 80.4=Vsd

Vsd/Vrd2= 0.34 Ελκχιστοσ οπλίσμοσ δίστησος, s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδέρηπεσ 2-τήπτοί Φ8/20

$$V_{sd} = 80.4 - 25.6 = 54.8 \text{ kN}, \quad A_{sw}/s = 1000 \times 54.8 / (0.9 \times 40 \times 347.8) = 4.4 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ συνδέρηπεσ 2-τήπτοί } \Phi 8/20$$

Υπόμελο A6 (A6) μήκος L= 4.66m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 45cm, συν. πλ. bm= 85cm, πλάκα h1= 15cm



δίσταρπια ποσών

μπετόν C16/20-S400 ποτή αοίγματοσ max MsdAB= 98kNm (min= 0kNm)

ποτή στήριξήσ A minMsda= 0kNm(max= 0kNm), ποτή στήριξήσ B minMsdB= 0kNm(max= 0kNm)

τέπνονα δύνανη VsdA= 84kN, τέπνονα δύνανη VsdB= 84kN, ποτή στήριξήσ Tsd= 0kNm

Διαισθησιογόνο (οπιακή καίσταση ατοχλάσ)

Αοίγμα Msd= 98kNm, bm=0.85m, d=40cm, Kd= 3.72, ξ=0.11, x= 4.5<hf=15cm, ec/es=2.5/20.0, Ks=3.01, As= 7.4cm<sup>2</sup>

Ελκχιστοσ οπλίσμοσ καψήσ ποσ αποφυή ατοχλάσ ποσείδοπολησ

pmin=0.5xictm/fyk=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x2040= 1.20cm<sup>2</sup>Ελκχόσ πηπάσος, σs=0.70x400=280N/mm<sup>2</sup> πέγιστη δίσταρπιοσ οπλίσμοσ (Κανον. Πιν 15.1) maxφ=20,

Ελκχόσ παρσφωσής, λυηρόσηα=αL/h=1.00x466/40=12&lt;20 (Κανον. 16.2, α από δίσταρπια ποσών)

Οπλίσμοσ στο άνωίπια 4φ16 (8.0cm<sup>2</sup>)

Διαισθησιογόνο για τέπνονα δύνανη

Τέπνονα σχεδίασμο (από, d από παρείδ) Vsd = 84.5-0.50x 36.3 = 66.3kN

p1=4.02/(20x40)=0.005&lt;0.02, Vrd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.005)x20x40x0.1= 24.7kN

v=0.7-16/200=0.620&gt;0.5, Vrd2=0.5x0.620x10.7x20x0.9x40x0.1= 238kN&gt; 66.3=Vsd

Vsd/Vrd2= 0.28 Ελκχιστοσ οπλίσμοσ δίστησος, s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδέρηπεσ 2-τήπτοί Φ8/20

$$V_{sd} = 66.3 - 24.7 = 41.7 \text{ kN}, \quad A_{sw}/s = 1000 \times 41.7 / (0.9 \times 40 \times 347.8) = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ συνδέρηπεσ 2-τήπτοί } \Phi 8/20$$

Υπόμελο A7 (A7) μήκος L= 3.18m, πλάτος b= 40cm, ύψος h= 50cm, συν. πλ. bm= 85cm, πλάκα h1= 15cm



δίσταρπια ποσών

μπετόν C16/20-S400 ποτή αοίγματοσ max MsdAB= 36kNm (min= 0kNm)

ποτή στήριξήσ A minMsda= 0kNm(max= 0kNm), ποτή στήριξήσ B minMsdB= 0kNm(max= 0kNm)

τέπνονα δύνανη VsdA= 45kN, τέπνονα δύνανη VsdB= 45kN, ποτή στήριξήσ Tsd= 0kNm

Διαστασιολόγηση ξυλινής (οριζιακής) κατασκευής αεροχώρας

Ανοίγματα     $M_{sd} = 36kNm, b_m = 0.85m, d = 45cm, K_d = 6.88, \xi = 0.05, x = 2.4 < h_f = 15cm, e_c/es = 1.1/20.0, K_s = 2.93, A_s = 2.4cm^2$

Εντάχιστος οπλισμός κάτωλης προς αποφυγή ατοχικής χροής προεξέδοσης

$\rho_{min} = 0.5\% \leq \rho_{fyk} = 0.5\%$ ,  $\rho_{max} = 0.00237$ ,  $\rho_{minA_s} = 0.00150 \times 4045 = 2.70cm^2$


Εκτελεστές ρηγματώσης,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280N/mm^2$  ή ελαστική διαμέτρως οπλισμού (κavov. Πiv 15.1)  $\max \phi = 20$ ,  
Εκτελεστές παραμόρφωσης,  $\sigma_L/h = 1.00 \times 318/45 = 7 < 20$  (κavov. 16.2, α από διαγραμμά ποσών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup>)

ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΣΤΟ ΔΑΝΕΙΟ 4Φ12 (4.5cm<sup>2</sup>)

Διαιρέσεις:  $\frac{V_{sd}}{V_{Rd1}} = 0.06$  Εγκάρσιος ογκομετρικός ρυθμίσιμος,  $\frac{s}{s_{20cm}} = 0.0099 \times 20 \times 40 = 0.79$  cm<sup>2</sup>  $\frac{V_{sd}}{V_{Rd1}} = 30 < \frac{V_{sd}}{V_{Rd1}} = 50$  KN Άντα μεταίελες ογκομετρικός ρυθμίσιμος.  $\frac{V_{sd}}{V_{Rd1}} = 30 < \frac{V_{sd}}{V_{Rd1}} = 50$  KN Άντα μεταίελες ογκομετρικός ρυθμίσιμος.

ΥΠΕΡΛΗΘΡΟΝ ΚΑΘΟΛΟΓΗΣΙ ΚΑΙ ΚΑΤΗΛΟΓΟΙΟΤΗΤΑΙΝ

Υπόγειο 48 (48) μήκος L = 5.06m, πλάτος b = 30cm, ύψος h = 40cm, συν. πλ. b.m=101cm, πλάκα h1= 15cm  
 48  
  
 οίγμα ποσών  
 77kNm (min) = 0kNm  
 0kNm (max) = 0kNm, ποσ. οίγμης B min=0kNm (max) = -136kNm (max) = 0kNm  
 81kN, έφραση Vsd= 135kN, ποσ. έφρασης Ts= 0kNm  
 18  
 Διαστάσεις έφρασης και κλίση (οριζ. και καθ. κατεύθυνση)

(Στη Χοίρα υπολογίζαμε και το ποσοστό των παιδιών που έλαβαν υποστηρίγματα)

Επίσης B Msd = 123 + 135x0.10 = 136kNm, b=30cm, d=35cm, Kd = 1.73, Ks1=3.50, Ks2=0.66, As1=12.3, As2= 2.3cm<sup>2</sup>

Διαστασιολογία και κατασκευή

Τέλεινα α σχεδίαση (από: d από παρτία) vsd= 134.8-0.45x 42.6 = 115.7kN

$$p1=4.02/(30 \times 35)=0.004 < 0.02, \quad V_{r d1}=0.22 \times 1.0 \times (1.2+40 \times 0.004) \times 30 \times 35 \times 0.1=31.3 \text{ kN}$$
$$v=0.7-16/200=0.620>0.5, \quad v_{r2}=0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 30 \times 0.9 \times 35 \times 0.1 = 312 \text{ kN} > 115.7 = v_{sd}$$
$$V_{sd}/V_{rd2} = 0.37 \quad E_{\alpha\chi\chi\sigma\sigma\sigma} \sigma_{\alpha\chi\chi\sigma\sigma\sigma} \sigma_{\alpha\chi\chi\sigma\sigma\sigma} = 0.0009 \times 20 \times 30 = 0.55 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{\alpha\chi\chi\sigma\sigma\sigma} = 4 \text{--} 11 \text{ MPa} \quad \Phi 8/20$$
$$V_{wd} = 115.7 - 31.3 = 84.4 \text{ kN}, A_{sw}/s = 1000 \times 84.4 / (0.9 \times 35 \times 347.8) = 7.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Υπόγειο Δ9 (Δ9) μήκος L = 5.06m, πλάτος b = 30cm, ύψος h = 40cm, ούλ. πλ. b<sub>m</sub>=101cm, πάκα h<sub>1</sub>=15cm

(67) 67      0134010

67

67

ημερίον C16/20-S400 ποπή αβολύματος max MsdB = 132kNm (min = 0kNm)  
 ποπή στήριξης A minMsdB = 0kNm(max = 0kNm), ποπή στήριξης B minMsdB = 0kNm(max = 0kNm)  
 έξουονα δόναη VsD = 104kN, έξουονα δόναη VsDB = 104kN, ποπή στήριξης TsD = 0kNm

13.  $V_{SDA} = 104 \text{ kN}$ , 13.  $V_{SDB} = 104 \text{ kN}$ , 13.  $T_{SD} = 0 \text{ kN}$

(Σημείωση: Ημερομηνία έκδοσης) Σελίδα 11 από 17

(5η) Χοίρα υποχρεωκ μακροδ) Σηπθκ ιλακλζ υπολογοοοιοκιν

Ανάλυση  $Msd = 132kNm, bm = 1.01m, d = 35cm, kd = 3.06, \xi = 0.16, x = 5.4 < hf = 15cm, ec/es = 3.5/19.0, Ks = 3.07, As = 11.6cm^2$

Ανάλυση

[illegible]
$$p_{min}=0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 1.9 / 400 = 0.00237, \quad p_{max} = 0.0015, \quad \min A_s = 0.0015 \times 3035 = 1.58 \text{ cm}^2$$

Ελαττωσες δηληλαιωσις,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  ηελυσιη διακτιρος σπαισιου (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \Phi = 20$ ,

ΕΛΕΥΧΟΣ παραβάρυνσης,  $\lambda_{\text{υληδότη}} \alpha = \alpha L/h = 1.00 \times 506/35 = 14.20$  (Κανον. 16.2,  $\alpha$  από δίδραμνα ποσών)

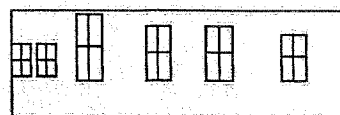
Οργανισμός στο άνωλημα 4Φ20 (12.6cm²)

Τέμνουσα ορθογωνίου (απόρ. α από παρ. 6)  $V_{sd} = 104.1 - 0.45 \times 41.1 = 85.6 \text{ kN}$   
 $p_1 = 6.28 / (30 \times 35) = 0.006 < 0.02$ ,  $V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.006) \times 30 \times 35 \times 0.1 = 33.2 \text{ kN}$   
 $v = 0.7 - 16 / 200 = 0.620 > 0.5$ ,  $V_{rd2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 30 \times 0.9 \times 35 \times 0.1 = 31.2 \text{ kN} > 85.6 = V_{sd}$   
 $V_{sd} / V_{rd2} = 0.27$  Επαρκής ορθογωνίου διατομής,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 30 = 0.54 \text{ cm}^2$  συνδεδεμένη 4-ιμνία φ8/20  
 $V_{wd} = 85.6 - 33.2 = 52.4 \text{ kN}$ ,  $A_{sw} / s = 1000 \times 52.4 / (0.9 \times 35 \times 347.8) = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$  συνδεδεμένη 4-ιμνία φ8/20

## Φορτία Τόλχαν

Σε κάθε περίπτωση μεταφέρεται τα καταγεγραμμένα φορτία των ηακκων στους αντιστοιχους Τόλχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκων.

## Τόλχειο Τ36



Διαστάσεις ηλκος=15.30m, υψος= 4.75m, πλκος=0.55m

Θέση x=0.00m, y=37.88m, θ= 0.00°, επιφάνεια Τόλχου= 58.99m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος Τόλχου Gt= 58.99x 14.3= 843.6 kN

Πραγματικό φορτίο επί Τόλχου, ηόλιπο= 7.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον Τόλχο από δάνεδο ηόλιπο Gδ= 107.1 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο Τόλχο ηόλιπο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο Τόλχο Τ11 ηόλιπο Gκ= 950.7 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

## Τόλχειο Τ37



Διαστάσεις ηλκος=13.60m, υψος= 4.75m, πλκος=0.55m

Θέση x=15.30m, y=37.88m, θ= 0.00°, επιφάνεια Τόλχου= 50.19m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος Τόλχου Gt= 50.19x 14.3= 717.7 kN

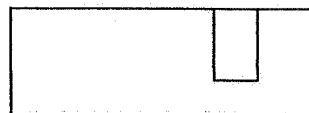
Πραγματικό φορτίο επί Τόλχου, ηόλιπο= 7.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον Τόλχο από δάνεδο ηόλιπο Gδ= 95.2 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο Τόλχο ηόλιπο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο Τόλχο Τ12 ηόλιπο Gκ= 812.9 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

## Τόλχειο Τ38



Διαστάσεις ηλκος=14.00m, υψος= 4.75m, πλκος=0.55m

Θέση x=28.63m, y=24.15m, θ= 90.00°, επιφάνεια Τόλχου= 60.10m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος Τόλχου Gt= 60.10x 14.3= 859.4 kN

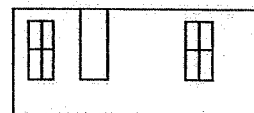
Πραγματικό φορτίο επί Τόλχου, ηόλιπο= 4.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον Τόλχο από δάνεδο ηόλιπο Gδ= 56.0 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο Τόλχο ηόλιπο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο Τόλχο Τ3 ηόλιπο Gκ= 915.4 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

## Τόλχειο Τ39



Διαστάσεις ηλκος=11.15m, υψος= 4.75m, πλκος=0.55m

Θέση x=28.63m, y=13.00m, θ= 90.00°, επιφάνεια Τόλχου= 42.84m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος Τόλχου Gt= 42.84x 14.3= 612.6 kN

Πραγματικό φορτίο επί Τόλχου, ηόλιπο= 4.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον Τόλχο από δάνεδο ηόλιπο Gδ= 44.6 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο Τόλχο ηόλιπο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο Τόλχο Τ4 ηόλιπο Gκ= 657.2 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

## Τόλχειο Τ40



Διαστάσεις ηλκος=13.00m, υψος= 4.75m, πλκος=0.55m

Θέση x=28.63m, y=0.00m, θ= 90.00°, επιφάνεια Τόλχου= 53.69m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος Τόλχου Gt= 53.69x 14.3= 767.7 kN

Πραγματικό φορτίο επί Τόλχου, ηόλιπο= 4.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον Τόλχο από δάνεδο ηόλιπο Gδ= 52.0 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο Τόλχο ηόλιπο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο Τόλχο Τ5 ηόλιπο Gκ= 819.7 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN



Ισόγειο

T41

Διαστάσεις ηφκός=15.30m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m

Θέση x=0.00m, y=0.28m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=51.91m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.55

Ισό βάρος τοίχου G1=51.91x14.3=742.3 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο=7.0kN/m κλιητό=0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνεδο πόσιμο G5=107.1 kN, κλιητό Q5=0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Gα=0.0 kN, κλιητό Qα=0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T6 πόσιμο Gκ=849.4 kN, κλιητό Qκ=0.0 kN

Ισόγειο

T42

Διαστάσεις ηφκός=13.60m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m

Θέση x=15.30m, y=0.28m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=49.18m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.55

Ισό βάρος τοίχου G1=49.18x14.3=703.3 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο=7.0kN/m κλιητό=0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνεδο πόσιμο G5=95.2 kN, κλιητό Q5=0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Gα=0.0 kN, κλιητό Qα=0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T7 πόσιμο Gκ=798.5 kN, κλιητό Qκ=0.0 kN

Ισόγειο

T43

Διαστάσεις ηφκός=14.00m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m

Θέση x=0.28m, y=24.15m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=57.17m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.55

Ισό βάρος τοίχου G1=57.17x14.3=817.5 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο=4.0kN/m κλιητό=0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνεδο πόσιμο G5=56.0 kN, κλιητό Q5=0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Gα=0.0 kN, κλιητό Qα=0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T8 πόσιμο Gκ=873.5 kN, κλιητό Qκ=0.0 kN

Ισόγειο

T44

Διαστάσεις ηφκός=11.45m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m

Θέση x=0.28m, y=12.70m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=44.83m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.55

Ισό βάρος τοίχου G1=44.83x14.3=641.1 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο=4.0kN/m κλιητό=0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνεδο πόσιμο G5=45.8 kN, κλιητό Q5=0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Gα=0.0 kN, κλιητό Qα=0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T9 πόσιμο Gκ=686.9 kN, κλιητό Qκ=0.0 kN

Ισόγειο

T45

Διαστάσεις ηφκός=12.70m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m

Θέση x=0.28m, y=0.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=54.59m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.55

Ισό βάρος τοίχου G1=54.59x14.3=780.6 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο=4.0kN/m κλιητό=0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνεδο πόσιμο G5=50.8 kN, κλιητό Q5=0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Gα=0.0 kN, κλιητό Qα=0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T10 πόσιμο Gκ=831.4 kN, κλιητό Qκ=0.0 kN

Ισόγειο

T46

Διαστάσεις ηφκός=10.30m, ύψος=4.75m, πάχος=0.45m

Θέση x=0.00m, y=33.12m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=41.76m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.45

Ισό βάρος τοίχου G1=41.76x11.7=488.6 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο=0.0kN/m κλιητό=0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνεδο πόσιμο G5=0.0 kN, κλιητό Q5=0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Gα=0.0 kN, κλιητό Qα=0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T11 πόσιμο Gκ=488.6 kN, κλιητό Qκ=0.0 kN

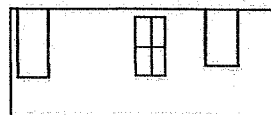


**Ισόγειο** **T47**  
 Διαστάσεις μήκος=13.56m, πλάτος=4.75m, πάχος=0.45m  
 Θέση x=15.29m, y=33.12m, θ=0.00°, επιφάνεια τολίχων=53.52m²  
 Αιθροισμή 0.45  
 Ιδιο βάρος τολίχων G1=53.52x 11.7= 626.2 kN  
 Πραγματικό φορτίο επί τολίχων, πόσιμο= 0.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m



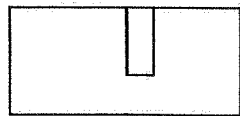
Συνολικό φορτίο στον τολίχο από πάνθεο πόσιμο G5= 0.0 kN, κλινητό Q5= 0.0 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κλινητό Qα= 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολίχο T12 πόσιμο Gκ= 626.2 kN, κλινητό Qκ= 0.0 kN

**Ισόγειο** **T49**  
 Διαστάσεις μήκος=12.20m, πλάτος=4.75m, πάχος=0.55m  
 Θέση x=3.03m, y=30.08m, θ=0.00°, επιφάνεια τολίχων=46.29m²  
 Αιθροισμή 0.55  
 Ιδιο βάρος τολίχων G1=46.29x 14.3= 662.0 kN  
 Πραγματικό φορτίο επί τολίχων, πόσιμο= 7.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m



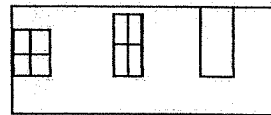
Συνολικό φορτίο στον τολίχο από πάνθεο πόσιμο G5= 85.4 kN, κλινητό Q5= 0.0 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κλινητό Qα= 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολίχο T14 πόσιμο Gκ= 747.4 kN, κλινητό Qκ= 0.0 kN

**Ισόγειο** **T50**  
 Διαστάσεις μήκος=10.49m, πλάτος=4.75m, πάχος=0.55m  
 Θέση x=15.23m, y=30.08m, θ=0.00°, επιφάνεια τολίχων=46.05m²  
 Αιθροισμή 0.55  
 Ιδιο βάρος τολίχων G1=46.05x 14.3= 658.6 kN  
 Πραγματικό φορτίο επί τολίχων, πόσιμο= 7.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m



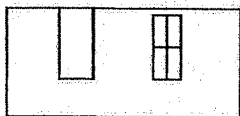
Συνολικό φορτίο στον τολίχο από πάνθεο πόσιμο G5= 73.4 kN, κλινητό Q5= 0.0 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κλινητό Qα= 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολίχο T15 πόσιμο Gκ= 732.0 kN, κλινητό Qκ= 0.0 kN

**Ισόγειο** **T52**  
 Διαστάσεις μήκος=12.10m, πλάτος=4.75m, πάχος=0.60m  
 Θέση x=3.03m, y=8.64m, θ=0.00°, επιφάνεια τολίχων=46.14m²  
 Αιθροισμή M2 0.60  
 Ιδιο βάρος τολίχων G1=46.14x 15.6= 719.8 kN  
 Πραγματικό φορτίο επί τολίχων, πόσιμο= 7.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m



Συνολικό φορτίο στον τολίχο από πάνθεο πόσιμο G5= 84.7 kN, κλινητό Q5= 0.0 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κλινητό Qα= 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολίχο T17 πόσιμο Gκ= 804.5 kN, κλινητό Qκ= 0.0 kN

**Ισόγειο** **T53**  
 Διαστάσεις μήκος=10.59m, πλάτος=4.75m, πάχος=0.60m  
 Θέση x=15.13m, y=8.64m, θ=0.00°, επιφάνεια τολίχων=42.24m²  
 Αιθροισμή M2 0.60  
 Ιδιο βάρος τολίχων G1=42.24x 15.6= 658.9 kN  
 Πραγματικό φορτίο επί τολίχων, πόσιμο= 7.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m



Συνολικό φορτίο στον τολίχο από πάνθεο πόσιμο G5= 74.1 kN, κλινητό Q5= 0.0 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κλινητό Qα= 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολίχο T18 πόσιμο Gκ= 733.0 kN, κλινητό Qκ= 0.0 kN

**Ισόγειο** **T54**  
 Διαστάσεις μήκος=15.70m, πλάτος=4.75m, πάχος=0.45m  
 Θέση x=0.00m, y=5.24m, θ=0.00°, επιφάνεια τολίχων=58.38m²  
 Αιθροισμή 0.45  
 Ιδιο βάρος τολίχων G1=58.38x 11.7= 683.0 kN  
 Πραγματικό φορτίο επί τολίχων, πόσιμο= 0.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m

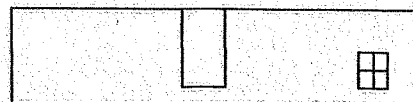


Συνολικό φορτίο στον τολίχο από πάνθεο πόσιμο G5= 0.0 kN, κλινητό Q5= 0.0 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κλινητό Qα= 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολίχο T19 πόσιμο Gκ= 683.0 kN, κλινητό Qκ= 0.0 kN

Συνολικό φορτίο στον τόλχο από θάναδο πόλικο  $G_5 = 206.7 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_5 = 173.3 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερστέψμενο τόλχο T37 πόλικο  $G_4 = 812.9 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποστέψμενο τόλχο πόλικο  $G_3 = 1680.8 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_3 = 173.3 \text{ kN}$

Υπόγειο T3

Διαστάσεις μήκος=14.00m, πλάτος=3.20m,  $\theta = 90.00^\circ$ ,  $y = 24.15 \text{ m}$ ,  $x = 39.74 \text{ m}$



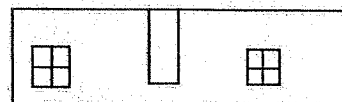
Αιθροισμή 0.75  
 Ισό βάρος τόλχου  $G_1 = 39.74 \times 19.5 = 774.9 \text{ kN}$   
 Προσθηκό φορτίο επί τόλχου, πόλικο = 0.0kN/m

Φορτίο από πάκκα Π11, πόλικο  $G = 3.6 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 3.4 \text{ kN/m}$ , από 9.00m πέχρη 13.60m  
 Φορτίο από πάκκα Π12, πόλικο  $G = 4.4 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 3.9 \text{ kN/m}$ , από 5.90m πέχρη 9.00m  
 Φορτίο από πάκκα Π18, πόλικο  $G = 9.1 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 8.0 \text{ kN/m}$ , από 0.00m πέχρη 4.40m  
 Φορτίο από πάκκα Π17, πόλικο  $G = 2.2 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 1.9 \text{ kN/m}$ , από 4.40m πέχρη 5.90m  
 Φορτίο από δοκό Δ7, πόλικο  $G = 20 \text{ kN}$ , κλίση  $Q = 12 \text{ kN}$  σε απόσταση 4.40m

Συνολικό φορτίο στον τόλχο από θάναδο πόλικο  $G_5 = 93.8 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_5 = 77.6 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερστέψμενο τόλχο T38 πόλικο  $G_4 = 915.4 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποστέψμενο τόλχο πόλικο  $G_3 = 1784.1 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_3 = 77.6 \text{ kN}$

Υπόγειο T4

Διαστάσεις μήκος=11.45m, πλάτος=3.20m,  $\theta = 90.00^\circ$ ,  $y = 12.70 \text{ m}$ ,  $x = 31.19 \text{ m}$



Αιθροισμή 0.75  
 Ισό βάρος τόλχου  $G_1 = 31.19 \times 19.5 = 608.2 \text{ kN}$   
 Προσθηκό φορτίο επί τόλχου, πόλικο = 0.0kN/m

Φορτίο από πάκκα Π18, πόλικο  $G = 9.1 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 8.0 \text{ kN/m}$ , από 7.30m πέχρη 11.40m  
 Φορτίο από πάκκα Π19, πόλικο  $G = 3.2 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 2.8 \text{ kN/m}$ , από 5.10m πέχρη 7.30m  
 Φορτίο από πάκκα Π21, πόλικο  $G = 8.9 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 7.7 \text{ kN/m}$ , από 0.00m πέχρη 5.10m  
 Φορτίο από πάκκα Π20, πόλικο  $G = 4.2 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 3.7 \text{ kN/m}$ , από 0.50m πέχρη 5.10m

Συνολικό φορτίο στον τόλχο από θάναδο πόλικο  $G_5 = 68.5 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_5 = 59.5 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερστέψμενο τόλχο T39 πόλικο  $G_4 = 657.2 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποστέψμενο τόλχο πόλικο  $G_3 = 1333.9 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_3 = 59.5 \text{ kN}$

Υπόγειο T5

Διαστάσεις μήκος=12.70m, πλάτος=3.20m,  $\theta = 90.00^\circ$ ,  $y = 28.52 \text{ m}$ ,  $x = 40.64 \text{ m}$



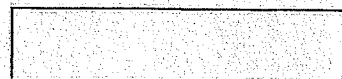
Αιθροισμή 0.75  
 Ισό βάρος τόλχου  $G_1 = 40.64 \times 19.5 = 792.5 \text{ kN}$   
 Προσθηκό φορτίο επί τόλχου, πόλικο = 0.0kN/m

Φορτίο από πάκκα Π29, πόλικο  $G = 7.3 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 6.3 \text{ kN/m}$ , από 0.40m πέχρη 5.50m  
 Φορτίο από πάκκα Π21, πόλικο  $G = 8.9 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 7.7 \text{ kN/m}$ , από 5.50m πέχρη 12.70m

Συνολικό φορτίο στον τόλχο από θάναδο πόλικο  $G_5 = 101.1 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_5 = 87.9 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερστέψμενο τόλχο T40 πόλικο  $G_4 = 819.7 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποστέψμενο τόλχο πόλικο  $G_3 = 1713.3 \text{ kN}$ , κλίση  $Q_3 = 87.9 \text{ kN}$

Υπόγειο T6

Διαστάσεις μήκος=15.30m, πλάτος=3.20m,  $\theta = 0.00^\circ$ ,  $y = 0.40 \text{ m}$ ,  $x = 0.00 \text{ m}$



Αιθροισμή 0.80  
 Ισό βάρος τόλχου  $G_1 = 48.96 \times 20.8 = 1018.4 \text{ kN}$   
 Προσθηκό φορτίο επί τόλχου, πόλικο = 0.0kN/m

Φορτίο από πάκκα Π24, πόλικο  $G = 3.7 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 3.2 \text{ kN/m}$ , από 0.40m πέχρη 3.00m  
 Φορτίο από πάκκα Π27, πόλικο  $G = 3.7 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 3.2 \text{ kN/m}$ , από 7.80m πέχρη 10.40m  
 Φορτίο από πάκκα Π25, πόλικο  $G = 3.3 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 2.9 \text{ kN/m}$ , από 3.00m πέχρη 5.30m  
 Φορτίο από πάκκα Π26, πόλικο  $G = 3.6 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 3.1 \text{ kN/m}$ , από 5.30m πέχρη 7.80m  
 Φορτίο από πάκκα Π28, πόλικο  $G = 3.4 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 3.0 \text{ kN/m}$ , από 10.40m πέχρη 12.70m  
 Φορτίο από πάκκα Π29, πόλικο  $G = 12.1 \text{ kN/m}$ , κλίση  $Q = 11.6 \text{ kN/m}$ , από 12.70m πέχρη 15.30m  
 Φορτίο από δοκό Δ8, πόλικο  $G = 33 \text{ kN}$ , κλίση  $Q = 24 \text{ kN}$  σε απόσταση 3.00m  
 Φορτίο από δοκό Δ9, πόλικο  $G = 42 \text{ kN}$ , κλίση  $Q = 32 \text{ kN}$  σε απόσταση 7.80m  
 Φορτίο από δοκό Δ10, πόλικο  $G = 41 \text{ kN}$ , κλίση  $Q = 31 \text{ kN}$  σε απόσταση 10.40m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλοκληρο πόνο:  $G_0 = 191.1 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 0.0^\circ$   
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T41 πόνο:  $G_a = 849.4 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 0.0^\circ$   
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόνο:  $G_k = 2058.9 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 155.1^\circ$

Υπόγειο T7

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Θέση  $x=15.30\text{m}$ ,  $y=0.40\text{m}$ ,  $\theta=0.00^\circ$ , επιφάνεια τοίχου=43.52m<sup>2</sup>

Απόδοση 0.80

Ιδιο βάρος τοίχου  $G_t = 43.52 \times 20.8 = 905.2 \text{ kN}$

Προβλεπόμενο φορτίο επί τοίχου, πόνο:  $0.0 \text{ kN/m}$

Φορτίο από πάκα

Π29, πόνο:  $g = 12.1 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 11.6 \text{ kN/m}$ , από  $0.00 \text{ m}$  μέχρι  $13.20 \text{ m}$

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλοκληρο πόνο:  $G_0 = 159.2 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 152.6^\circ$   
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T42 πόνο:  $G_a = 798.5 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 0.0^\circ$   
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόνο:  $G_k = 1862.9 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 152.6^\circ$

Υπόγειο T8

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Θέση  $x=0.40\text{m}$ ,  $y=24.15\text{m}$ ,  $\theta=90.00^\circ$ , επιφάνεια τοίχου=41.65m<sup>2</sup>

Απόδοση 0.80

Ιδιο βάρος τοίχου  $G_t = 41.65 \times 20.8 = 866.3 \text{ kN}$

Προβλεπόμενο φορτίο επί τοίχου, πόνο:  $0.0 \text{ kN/m}$

Φορτίο από πάκα

Π1, πόνο:  $g = 6.0 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 5.7 \text{ kN/m}$ , από  $0.00 \text{ m}$  μέχρι  $13.60 \text{ m}$

Π13, πόνο:  $g = 8.7 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 7.6 \text{ kN/m}$ , από  $0.00 \text{ m}$  μέχρι  $5.90 \text{ m}$

Π12, πόνο:  $g = 4.4 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 3.9 \text{ kN/m}$ , από  $5.90 \text{ m}$  μέχρι  $9.00 \text{ m}$

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλοκληρο πόνο:  $G_0 = 92.5 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 82.9^\circ$   
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T43 πόνο:  $G_a = 873.5 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 0.0^\circ$   
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόνο:  $G_k = 1832.3 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 82.9^\circ$

Υπόγειο T9

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Θέση  $x=0.40\text{m}$ ,  $y=12.70\text{m}$ ,  $\theta=90.00^\circ$ , επιφάνεια τοίχου=29.96m<sup>2</sup>

Απόδοση 0.80

Ιδιο βάρος τοίχου  $G_t = 29.96 \times 20.8 = 623.2 \text{ kN}$

Προβλεπόμενο φορτίο επί τοίχου, πόνο:  $0.0 \text{ kN/m}$

Φορτίο από πάκα

Π13, πόνο:  $g = 8.7 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 7.6 \text{ kN/m}$ , από  $0.00 \text{ m}$  μέχρι  $11.40 \text{ m}$

Π15, πόνο:  $g = 2.3 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 2.0 \text{ kN/m}$ , από  $0.00 \text{ m}$  μέχρι  $0.60 \text{ m}$

Π14, πόνο:  $g = 8.7 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 7.6 \text{ kN/m}$ , από  $0.60 \text{ m}$  μέχρι  $9.10 \text{ m}$

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλοκληρο πόνο:  $G_0 = 95.5 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 83.0^\circ$   
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T44 πόνο:  $G_a = 686.9 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 0.0^\circ$   
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόνο:  $G_k = 1405.6 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 83.0^\circ$

Υπόγειο T10

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Θέση  $x=0.40\text{m}$ ,  $y=0.00\text{m}$ ,  $\theta=90.00^\circ$ , επιφάνεια τοίχου=40.64m<sup>2</sup>

Απόδοση 0.80

Ιδιο βάρος τοίχου  $G_t = 40.64 \times 20.8 = 845.3 \text{ kN}$

Προβλεπόμενο φορτίο επί τοίχου, πόνο:  $0.0 \text{ kN/m}$

Φορτίο από πάκα

Π24, πόνο:  $g = 6.2 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 5.9 \text{ kN/m}$ , από  $0.40 \text{ m}$  μέχρι  $5.50 \text{ m}$

Π16, πόνο:  $g = 6.7 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 6.4 \text{ kN/m}$ , από  $5.50 \text{ m}$  μέχρι  $11.70 \text{ m}$

Π15, πόνο:  $g = 2.3 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 2.0 \text{ kN/m}$ , από  $11.70 \text{ m}$  μέχρι  $12.70 \text{ m}$

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλοκληρο πόνο:  $G_0 = 75.3 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 72.0^\circ$   
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T45 πόνο:  $G_a = 831.4 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 0.0^\circ$   
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόνο:  $G_k = 1752.0 \text{ kN}$ , κλίση  $\alpha = 72.0^\circ$

Υπόγειο T11

Διαστάσεις μήκος=15.70m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Θέση  $x=0.00\text{m}$ ,  $y=33.12\text{m}$ ,  $\theta=0.00^\circ$ , επιφάνεια τοίχου=33.54m<sup>2</sup>

Απόδοση 0.80

Ιδιο βάρος τοίχου  $G_t = 33.54 \times 20.8 = 697.6 \text{ kN}$

Προβλεπόμενο φορτίο επί τοίχου, πόνο:  $0.0 \text{ kN/m}$

Φορτίο από πάκα

Π112, πόνο:  $g = 12.5 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 10.8 \text{ kN/m}$ , από  $0.40 \text{ m}$  μέχρι  $2.90 \text{ m}$

Π212, πόνο:  $g = 11.9 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 10.3 \text{ kN/m}$ , από  $2.90 \text{ m}$  μέχρι  $5.00 \text{ m}$

Π113, πόνο:  $g = 10.0 \text{ kN/m}$ , κλίση  $\alpha = 10.0 \text{ kN/m}$ , από  $5.00 \text{ m}$  μέχρι  $15.50 \text{ m}$

Φορτίο από πάκα

Συνολικό φορτίο στον τόλμα από δάνεδο πόνηο  $q_5 = 286.2 \text{ kN}$ , κινητό  $q_6 = 240.2 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερκείμενο τόλμα  $T46$  πόνηο  $q_4 = 488.6 \text{ kN}$ , κινητό  $q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποκείμενο τόλμα πόνηο  $g_k = 1472.4 \text{ kN}$ , κινητό  $q_k = 240.2 \text{ kN}$

**Υπόγειο** **T12**

Διστάσεις ηλίκος  $l_1 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_2 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_3 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_4 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_5 = 3.20 \text{ m}$



Θέση  $x = 15.70 \text{ m}$ ,  $y = 33.12 \text{ m}$ ,  $\theta = 0.00^\circ$ , επιφάνεια τόλμου  $= 33.51 \text{ m}^2$   
 Λιθόδομη  $0.80$   
 Ίδιο βάρος τόλμου  $g_1 = 33.51 \times 20.8 = 697.0 \text{ kN}$   
 Πραγματικό φορτίο επί τόλμου, πόνηο  $= 0.0 \text{ kN/m}$  κινητό  $= 0.0 \text{ kN/m}$

Φορτίο από ηλίκια  $18\text{H}12$ , πόνηο  $g = 10.8 \text{ kN/m}$ , κινητό  $q = 9.4 \text{ kN/m}$ , από  $0.20 \text{ m}$  ηέχρη  $1.20 \text{ m}$   
 Φορτίο από ηλίκια  $19\text{H}12$ , πόνηο  $g = 12.8 \text{ kN/m}$ , κινητό  $q = 11.1 \text{ kN/m}$ , από  $1.20 \text{ m}$  ηέχρη  $3.90 \text{ m}$   
 Φορτίο από ηλίκια  $110\text{H}12$ , πόνηο  $g = 12.3 \text{ kN/m}$ , κινητό  $q = 11.2 \text{ kN/m}$ , από  $3.90 \text{ m}$  ηέχρη  $6.70 \text{ m}$   
 Φορτίο από ηλίκια  $111\text{H}12$ , πόνηο  $g = 20.7 \text{ kN/m}$ , κινητό  $q = 17.3 \text{ kN/m}$ , από  $6.70 \text{ m}$  ηέχρη  $12.80 \text{ m}$   
 Φορτίο από δόκο  $A3$ , πόνηο  $g = 26 \text{ kN}$ , κινητό  $q = 21 \text{ kN}$  σε απόσταση  $0.20 \text{ m}$   
 Φορτίο από δόκο  $A4$ , πόνηο  $g = 31 \text{ kN}$ , κινητό  $q = 24 \text{ kN}$  σε απόσταση  $1.20 \text{ m}$   
 Φορτίο από δόκο  $A5$ , πόνηο  $g = 40 \text{ kN}$ , κινητό  $q = 32 \text{ kN}$  σε απόσταση  $3.90 \text{ m}$   
 Φορτίο από δόκο  $A6$ , πόνηο  $g = 34 \text{ kN}$ , κινητό  $q = 26 \text{ kN}$  σε απόσταση  $6.70 \text{ m}$

Συνολικό φορτίο στον τόλμα από δάνεδο πόνηο  $q_5 = 338.8 \text{ kN}$ , κινητό  $q_6 = 279.1 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερκείμενο τόλμα  $T47$  πόνηο  $g_4 = 626.2 \text{ kN}$ , κινητό  $q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποκείμενο τόλμα πόνηο  $g_k = 1662.0 \text{ kN}$ , κινητό  $q_k = 279.1 \text{ kN}$

**Υπόγειο** **T13**

Διστάσεις ηλίκος  $l_1 = 3.83 \text{ m}$ ,  $l_2 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_3 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_4 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_5 = 3.20 \text{ m}$

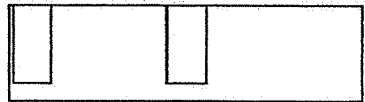


Θέση  $x = 0.00 \text{ m}$ ,  $y = 30.03 \text{ m}$ ,  $\theta = 0.00^\circ$ , επιφάνεια τόλμου  $= 12.26 \text{ m}^2$   
 Λιθόδομη  $0.75$   
 Ίδιο βάρος τόλμου  $g_1 = 12.26 \times 19.5 = 239.0 \text{ kN}$   
 Πραγματικό φορτίο επί τόλμου, πόνηο  $= 0.0 \text{ kN/m}$  κινητό  $= 0.0 \text{ kN/m}$   
 Φορτίο από ηλίκια  $112\text{H}13$ , πόνηο  $g = 13.2 \text{ kN/m}$ , κινητό  $q = 11.5 \text{ kN/m}$ , από  $0.40 \text{ m}$  ηέχρη  $3.40 \text{ m}$

Συνολικό φορτίο στον τόλμα από δάνεδο πόνηο  $q_5 = 39.7 \text{ kN}$ , κινητό  $q_6 = 34.5 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερκείμενο τόλμα πόνηο  $g_4 = 0.0 \text{ kN}$ , κινητό  $q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποκείμενο τόλμα πόνηο  $g_k = 278.7 \text{ kN}$ , κινητό  $q_k = 34.5 \text{ kN}$

**Υπόγειο** **T14**

Διστάσεις ηλίκος  $l_1 = 12.20 \text{ m}$ ,  $l_2 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_3 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_4 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_5 = 3.20 \text{ m}$

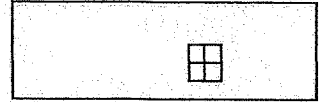


Θέση  $x = 3.03 \text{ m}$ ,  $y = 30.03 \text{ m}$ ,  $\theta = 0.00^\circ$ , επιφάνεια τόλμου  $= 31.89 \text{ m}^2$   
 Λιθόδομη  $0.75$   
 Ίδιο βάρος τόλμου  $g_1 = 31.89 \times 19.5 = 621.9 \text{ kN}$   
 Πραγματικό φορτίο επί τόλμου, πόνηο  $= 0.0 \text{ kN/m}$  κινητό  $= 0.0 \text{ kN/m}$   
 Φορτίο από ηλίκια  $112$ , πόνηο  $g = 8.9 \text{ kN/m}$ , κινητό  $q = 7.7 \text{ kN/m}$ , από  $0.40 \text{ m}$  ηέχρη  $12.20 \text{ m}$

Συνολικό φορτίο στον τόλμα από δάνεδο πόνηο  $q_5 = 104.7 \text{ kN}$ , κινητό  $q_6 = 91.0 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερκείμενο τόλμα  $T49$  πόνηο  $g_4 = 747.4 \text{ kN}$ , κινητό  $q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποκείμενο τόλμα πόνηο  $g_k = 1474.0 \text{ kN}$ , κινητό  $q_k = 91.0 \text{ kN}$

**Υπόγειο** **T15**

Διστάσεις ηλίκος  $l_1 = 10.49 \text{ m}$ ,  $l_2 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_3 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_4 = 3.20 \text{ m}$ ,  $l_5 = 3.20 \text{ m}$

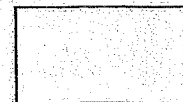


Θέση  $x = 15.23 \text{ m}$ ,  $y = 30.03 \text{ m}$ ,  $\theta = 0.00^\circ$ , επιφάνεια τόλμου  $= 32.19 \text{ m}^2$   
 Λιθόδομη  $0.75$   
 Ίδιο βάρος τόλμου  $g_1 = 32.19 \times 19.5 = 627.7 \text{ kN}$   
 Πραγματικό φορτίο επί τόλμου, πόνηο  $= 0.0 \text{ kN/m}$  κινητό  $= 0.0 \text{ kN/m}$   
 Φορτίο από ηλίκια  $112$ , πόνηο  $g = 8.9 \text{ kN/m}$ , κινητό  $q = 7.7 \text{ kN/m}$ , από  $0.00 \text{ m}$  ηέχρη  $10.10 \text{ m}$

Συνολικό φορτίο στον τόλμα από δάνεδο πόνηο  $q_5 = 89.6 \text{ kN}$ , κινητό  $q_6 = 77.9 \text{ kN}$   
 φορτίο από υπερκείμενο τόλμα  $T50$  πόνηο  $g_4 = 732.0 \text{ kN}$ , κινητό  $q_4 = 0.0 \text{ kN}$   
 φορτίο σε υποκείμενο τόλμα πόνηο  $g_k = 1449.3 \text{ kN}$ , κινητό  $q_k = 77.9 \text{ kN}$

Υπόγειο Τ30

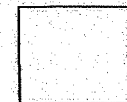
Διαστάσεις ημήκος = 5.91m, πλάτος = 3.20m, πάχος = 0.45m  
 Θέση x = 12.74m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου = 18.91m²  
 Λιθοδομή 0.45  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 18.91 x 11.7 = 221.3 kN  
 Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο = 0.0kN/m κλιτήρ = 0.0kN/m  
 Φορτίο από πάσσα



Ζυγαϊκό φορτίο στον τοίχο από βάνεδο πόσιμο Gb = 71.8 kN, κλιτήρ Gb = 62.4 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Ga = 0.0 kN, κλιτήρ Ga = 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόσιμο Gx = 293.1 kN, κλιτήρ Gx = 62.4 kN

Υπόγειο Τ31

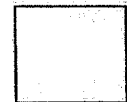
Διαστάσεις ημήκος = 3.83m, πλάτος = 3.20m, πάχος = 0.35m  
 Θέση x = 0.00m, y = 21.76m, θ = 0.00°, επιφάνεια τοίχου = 12.26m²  
 Λιθοδομή 0.35  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 12.26 x 9.1 = 111.5 kN  
 Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο = 0.0kN/m κλιτήρ = 0.0kN/m  
 Φορτίο από πάσσα



Ζυγαϊκό φορτίο στον τοίχο από βάνεδο πόσιμο Gb = 26.1 kN, κλιτήρ Gb = 22.7 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Ga = 0.0 kN, κλιτήρ Ga = 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόσιμο Gx = 137.6 kN, κλιτήρ Gx = 22.7 kN

Υπόγειο Τ32

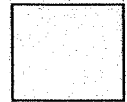
Διαστάσεις ημήκος = 3.83m, πλάτος = 3.20m, πάχος = 0.40m  
 Θέση x = 0.00m, y = 13.31m, θ = 0.00°, επιφάνεια τοίχου = 12.26m²  
 Λιθοδομή 0.40  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 12.26 x 10.4 = 127.5 kN  
 Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο = 0.0kN/m κλιτήρ = 0.0kN/m  
 Φορτίο από πάσσα



Ζυγαϊκό φορτίο στον τοίχο από βάνεδο πόσιμο Gb = 26.8 kN, κλιτήρ Gb = 23.3 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Ga = 0.0 kN, κλιτήρ Ga = 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόσιμο Gx = 154.3 kN, κλιτήρ Gx = 23.3 kN

Υπόγειο Τ33

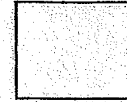
Διαστάσεις ημήκος = 3.83m, πλάτος = 3.20m, πάχος = 0.75m  
 Θέση x = 0.00m, y = 11.72m, θ = 0.00°, επιφάνεια τοίχου = 12.26m²  
 Λιθοδομή 0.75  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 12.26 x 19.5 = 239.0 kN  
 Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο = 0.0kN/m κλιτήρ = 0.0kN/m  
 Φορτίο από πάσσα



Ζυγαϊκό φορτίο στον τοίχο από βάνεδο πόσιμο Gb = 25.9 kN, κλιτήρ Gb = 22.5 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Ga = 0.0 kN, κλιτήρ Ga = 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόσιμο Gx = 264.9 kN, κλιτήρ Gx = 22.5 kN

Υπόγειο Τ34

Διαστάσεις ημήκος = 3.93m, πλάτος = 3.20m, πάχος = 0.50m  
 Θέση x = 24.97m, y = 20.03m, θ = 0.00°, επιφάνεια τοίχου = 12.58m²  
 Λιθοδομή M2 0.50  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 12.58 x 13.0 = 163.5 kN  
 Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο = 0.0kN/m κλιτήρ = 0.0kN/m  
 Φορτίο από πάσσα



Ζυγαϊκό φορτίο στον τοίχο από βάνεδο πόσιμο Gb = 35.4 kN, κλιτήρ Gb = 30.8 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο πόσιμο Ga = 0.0 kN, κλιτήρ Ga = 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόσιμο Gx = 198.9 kN, κλιτήρ Gx = 30.8 kN

Υπόγειο Τ35

Διαστάσεις ηύκος= 3.93m, ύψος= 3.20m, πλάτος= 0.50m

Θέση x=24.97m, y=17.77m, θ= 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 12.58m<sup>2</sup>

Αιθροισμή M2 0.50

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 12.58x 13.0= 163.5 kN

Προσθηκό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο= 0.0kN/m κιβητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πάκα

Π19Π20, πόσιμο g= 13.6kN/m, κιβητό q= 11.8kN/m, από 0.40m πέρσι 3.60m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλντο πόσιμο GΣ= 43.5 kN, κιβητό QΣ= 37.8 kN

Φορτίο από υπερκρίμενο τοίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κιβητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκρίμενο τοίχο πόσιμο Gκ= 207.0 kN, κιβητό Qκ= 37.8 kN

Υπόγειο Τ48

Διαστάσεις ηύκος= 5.43m, ύψος= 3.20m, πλάτος= 0.40m

Θέση x=10.14m, y=32.72m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 17.38m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.40

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 17.38x 10.4= 180.7 kN

Προσθηκό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο= 0.0kN/m κιβητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πάκα

Π5Π6, πόσιμο g= 12.0kN/m, κιβητό q= 10.4kN/m, από 0.40m πέρσι 3.00m

Π4Π6, πόσιμο g= 11.6kN/m, κιβητό q= 10.1kN/m, από 3.00m πέρσι 5.10m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλντο πόσιμο GΣ= 55.6 kN, κιβητό QΣ= 48.3 kN

Φορτίο από υπερκρίμενο τοίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κιβητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκρίμενο τοίχο πόσιμο Gκ= 236.3 kN, κιβητό Qκ= 48.3 kN

Υπόγειο Τ51

Διαστάσεις ηύκος= 3.50m, ύψος= 3.20m, πλάτος= 0.40m

Θέση x= 6.82m, y=35.70m, θ= 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 9.52m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.40

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 9.52x 10.4= 99.0 kN

Προσθηκό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο= 0.0kN/m κιβητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πάκα

Π4Π5, πόσιμο g= 10.1kN/m, κιβητό q= 8.4kN/m, από 0.20m πέρσι 3.30m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλντο πόσιμο GΣ= 31.2 kN, κιβητό QΣ= 26.2 kN

Φορτίο από υπερκρίμενο τοίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κιβητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκρίμενο τοίχο πόσιμο Gκ= 130.2 kN, κιβητό Qκ= 26.2 kN

Υπόγειο Τ60

Διαστάσεις ηύκος= 3.93m, ύψος= 3.20m, πλάτος= 0.40m

Θέση x=24.97m, y=13.20m, θ= 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 12.58m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.40

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 12.58x 10.4= 130.8 kN

Προσθηκό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο= 0.0kN/m κιβητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πάκα

Π20Π21, πόσιμο g= 11.5kN/m, κιβητό q= 10.0kN/m, από 0.40m πέρσι 3.60m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλντο πόσιμο GΣ= 36.9 kN, κιβητό QΣ= 32.1 kN

Φορτίο από υπερκρίμενο τοίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κιβητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκρίμενο τοίχο πόσιμο Gκ= 167.7 kN, κιβητό Qκ= 32.1 kN

Υπόγειο Τ61

Διαστάσεις ηύκος= 4.18m, ύψος= 3.20m, πλάτος= 0.80m

Θέση x= 3.43m, y= 5.01m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 13.38m<sup>2</sup>

Αιθροισμή 0.80

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 13.38x 20.8= 278.2 kN

Προσθηκό φορτίο επί τοίχου, πόσιμο= 0.0kN/m κιβητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πάκα

Π16Π22, πόσιμο g= 15.8kN/m, κιβητό q= 13.1kN/m, από 0.60m πέρσι 3.80m

Α8, πόσιμο g= 55kN, κιβητό q= 41kN σε απόσταση 0.60m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από όλντο πόσιμο GΣ= 105.4 kN, κιβητό QΣ= 82.9 kN

Φορτίο από υπερκρίμενο τοίχο πόσιμο Gα= 0.0 kN, κιβητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκρίμενο τοίχο πόσιμο Gκ= 383.6 kN, κιβητό Qκ= 82.9 kN

## ΠΡΟΒΛΕΨΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ (ΕΚ 3.5)

Η κατανομή της στατικής δύναμης από υπολογισμούς με ακρίβεια οι ακριβείς των τοίχων, σε οριζόντιες διευθύνσεις. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μετατόμισης του πλάτους και κίνησης του τοίχου.

Χρησιμοποιούνται επιπλέον ορθογώνια (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων.

Για κάθε τοίχο υπολογίζεται και η προσεγγιστική οριζόντια ακαμψία (χρόνος ανάλυσης)  $= 1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

## ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΔΥΝΑΜΕΩΣ

Στατική δύναμη:  $H = 0.24g$

Κατηγορία φόρτου:  $T = 0.20sec$   $T = 0.80sec$

Επιμερισμένη κλίση

Διαφωτισμένη  $q = 2.0$  ΕΚ 2.3.5 και Π.ν. 2.6

Διεύθυνση  $\theta = 1.00$

Διεύθυνση  $\eta = 1.00$  ΕΚ 2.3.1[2] και Π.ν. 2.8

Στατική δύναμη  $\Gamma = 0.09 \cdot H \cdot (H + L) \cdot \eta \cdot \theta \cdot \rho \cdot q = 0.24 \cdot 1.30 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot 2.0 = 0.390g$

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση  $a = 0.1715 + 0.2531 = 0.4246 \text{ kmsec}^2/m$

Τμήματα βάσης  $V_0 = 4246 \cdot 0.390 \cdot 9.81 = 16245 \text{ kN}$

## ΚΑΤΑΚΟΜΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ (ΕΚ 3.5.1) ΩΣ ΣΕ ΚΑΝΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ.

(σε κάθε όροφο ακολούθησε υπολογισμός κέντρου βάρης και έλεγχοι κανονικότητας κτιρίου)

Ορόφος

Μάζα  $[kNsec^2/m]$

Ζή  $[m]$

οριζόντια δύναμη  $F_i [kN]$

Ισόγειο

Υπόγειο

σύνολο

Διάρκεια πηλείστερο στη στάση 0.88 (ΕΚ 3.3.3[2]), το διάγραμμα ισόγειο

Ελαστικός άξονας κτιρίου (ΕΚ 3.3.3[2]) στο  $\rho_0 = 14.13[m]$ ,  $y = 19.71[m]$

Ακολουθώντας διεύθυνση, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των στατικών δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με την σχετική ακαμψία τους που υπολογίζεται με ανάλογη πεπερασμένων

στοιχείων για κάθε τοίχο.

## 136

## Ισόγειο

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m

Υπολογισμός οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 208 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x27 κόμβων, συνολικά 243 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλογη με πεπερασμένα στοιχεία  $K = 1.573 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χρόνος ανάλυσης)  $= 2.583 \text{ GN/m}$

Ακαμψία κατά x-x  $K_x = 1.573 \text{ GN/m}$ , κατά y-y  $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Στατικές δυνάμεις βάσει αποδομημένης φασματικής μέθοδου (ΕΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x = 6.48[m]$ ,  $e_y = 18.17[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$

Στατικός x-x=10191.10x 1.573/ 14.965+18.17x 19507x 1.573/6098.954= 1162.62[kN]

Στατικός y-y= 0.00x 1.573/ 14.965+18.17x 28596x 1.573/6098.954= 134.00[kN]

Οριζόντια δύναμη  $F_y$

Στατικός x-x= 0.00x 0.000/ 17.186+ 6.48x 19507x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Στατικός y-y=10191.10x 0.000/ 17.186+ 6.48x 28596x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Επαλληλία στατικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΚ 3.5.3[1])

(expf) $_x = 1162.62 + 134.00$ , expf $_x = 1170.31 [kN]$

(expf) $_y = 0.00 + 0.00$ , expf $_y = 0.00 [kN]$

Επαλληλία στατικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΚ 3.5.3[4])

maxf $_x = 1162.62 + 0.30x 134.00 = 1202.82 [kN]$

maxf $_y = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00 [kN]$

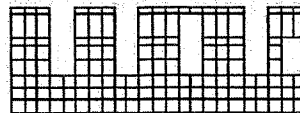
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F = 1202.82 \text{ kN}$



Τύπος 137

Τύπος 137

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m



Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επιπεδά πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κώνωσο 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K=1.141 GN/m. Προσαρμοστική ακαμψία (Χωρίς ανοίγματα) = 2.277 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx=1.141 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m.

Στοιχείο βάσει απόδοσης της φασματικής ηρέδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=7.97[m], ey=18.17[m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχος x-x=10191.10x 1.141/ 14.965+18.17x 19507x 1.141/6098.954= 843.32[kN]  
Στοιχος y-y= 0.00x 1.141/ 14.965+18.17x 28596x 1.141/6098.954= 97.20[kN]  
Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχος x-x= 0.00x 0.000/ 17.186+7.97x 19507x 0.000/6098.954= 0.00[kN]  
Στοιχος y-y=10191.10x 0.000/ 17.186+7.97x 28596x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Επαγλυία στοιχείων δύναμης κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expfx)z= 843.32+ 97.20x expfx= 848.91[kN]

(exfy)z= 0.00+ 0.00x expfy= 0.00[kN]

Επαγλυία στοιχείων δύναμης σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxfx= 843.32+0.30x 97.20= 872.48[kN]

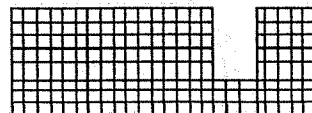
maxfy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00[kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=872.48 kN

Τύπος 138

Τύπος 138

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m



Ο τοίχος χωρίζεται σε 192 ορθογώνια επιπεδά πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κώνωσο 9x25 κόμβων, συνολικά 225 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K=2.079 GN/m. Προσαρμοστική ακαμψία (Χωρίς ανοίγματα) = 2.350 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx=0.000 GN/m, κατά y-y Ky=2.079 GN/m.

Στοιχείο βάσει απόδοσης της φασματικής ηρέδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=14.50[m], ey=11.44[m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχος x-x=10191.10x 0.000/ 14.965+11.44x 19507x 0.000/6098.954= 0.00[kN]  
Στοιχος y-y= 0.00x 0.000/ 14.965+11.44x 28596x 0.000/6098.954= 0.00[kN]  
Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχος x-x= 0.00x 2.079/ 17.186+14.50x 19507x 2.079/6098.954= 96.41[kN]  
Στοιχος y-y=10191.10x 2.079/ 17.186+14.50x 28596x 2.079/6098.954= 1374.15[kN]

Επαγλυία στοιχείων δύναμης κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expfx)z= 0.00+ 0.00x expfx= 0.00[kN]

(exfy)z= 96.41+ 1374.15x expfy= 1377.53[kN]

Επαγλυία στοιχείων δύναμης σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxfx= 0.00+0.30x 0.00= 0.00[kN]

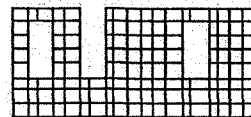
maxfy= 1374.15+0.30x 96.41= 1403.08[kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1403.08 kN

Τύπος 139

Τύπος 139

Διαστάσεις μήκος=11.15m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m



Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επιπεδά πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κώνωσο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K=1.084 GN/m. Προσαρμοστική ακαμψία (Χωρίς ανοίγματα) = 1.832 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx=0.000 GN/m, κατά y-y Ky=1.084 GN/m.



Στοιχικές συνεισβές βάσει αναπομπής της φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

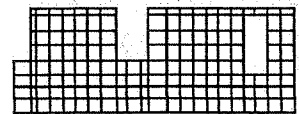
Εκκεντρίότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=14.50[m]$ ,  $e_y=1.13[m]$ Οριζόντια δύναμη  $F_x$ Στοιχος  $x-x=10191.10x$   $0.000/$   $14.965+1.13x$   $19507x$   $0.000/6098.954=$   $0.00[kN]$ Στοιχος  $y-y=$   $0.00x$   $0.000/$   $14.965+1.13x$   $28596x$   $0.000/6098.954=$   $0.00[kN]$ Οριζόντια δύναμη  $F_y$ Στοιχος  $x-x=$   $0.00x$   $1.084/$   $17.186+14.50x$   $19507x$   $1.084/6098.954=$   $50.27[kN]$ Στοιχος  $y-y=$   $10191.10x$   $1.084/$   $17.186+14.50x$   $28596x$   $1.084/6098.954=$   $716.49[kN]$ Επαληψία εισοδικών συνεισβές κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expfx)_z = 0.00z + 0.00z$ ,  $expfx = 0.00[kN]$  $(expfy)_z = 50.27z + 716.49z$ ,  $expfy = 718.25[kN]$ 

Επαληψία εισοδικών συνεισβές σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxfx = 0.00+0.30x$   $0.00=$   $0.00[kN]$  $maxfy = 716.49+0.30x$   $50.27=$   $731.57[kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=731.57$  kN

## Τοίχιο

T40

Διαστάσεις μήκος=13.00m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 176 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κώνο 9x23 κόμβων, συνολικά 207 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία  $K=1.825$  GN/m. Προσαρμοστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα)  $=2.169$  GN/m. Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.000$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=1.825$  GN/m.

Στοιχικές συνεισβές βάσει αναπομπής της φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

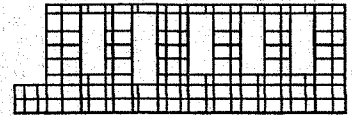
Εκκεντρίότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=14.50[m]$ ,  $e_y=13.21[m]$ Οριζόντια δύναμη  $F_x$ Στοιχος  $x-x=10191.10x$   $0.000/$   $14.965+13.21x$   $19507x$   $0.000/6098.954=$   $0.00[kN]$ Στοιχος  $y-y=$   $0.00x$   $0.000/$   $14.965+13.21x$   $28596x$   $0.000/6098.954=$   $0.00[kN]$ Οριζόντια δύναμη  $F_y$ Στοιχος  $x-x=$   $0.00x$   $1.825/$   $17.186+14.50x$   $19507x$   $1.825/6098.954=$   $84.63[kN]$ Στοιχος  $y-y=10191.10x$   $1.825/$   $17.186+14.50x$   $28596x$   $1.825/6098.954=$   $1206.27[kN]$ Επαληψία εισοδικών συνεισβές κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expfx)_z = 0.00z + 0.00z$ ,  $expfx = 0.00[kN]$  $(expfy)_z = 84.63z + 1206.27z$ ,  $expfy = 1209.23[kN]$ 

Επαληψία εισοδικών συνεισβές σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxfx = 0.00+0.30x$   $0.00=$   $0.00[kN]$  $maxfy = 1206.27+0.30x$   $84.63=$   $1231.66[kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1231.66$  kN

## Τοίχιο

T41

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 208 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κώνο 9x27 κόμβων, συνολικά 243 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία  $K=0.983$  GN/m. Προσαρμοστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα)  $=2.583$  GN/m. Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.983$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=0.000$  GN/m.

Εκκλιση δυνάμεως βάσει αντιστοίχων επιμέρους (ΕΑΚ 3.5)

Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχείο x-x=10191.10x 0.983/ 14.965+19.43x 19507x 0.983/6098.954= 730.51[kN]

Στοιχείο y-y= 0.00x 0.983/ 14.965+19.43x 28596x 0.983/6098.954= 89.56[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχείο x-x= 0.00x 0.000/ 17.186+ 6.48x 19507x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Στοιχείο y-y=10191.10x 0.000/ 17.186+ 6.48x 28596x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Επαγόμενη οριζόντια δύναμη κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expfx)z = 730.51x + 89.56x, expfy = 735.98 [kN]

(expfy)z = 0.00x + 0.00x, expfx = 0.00 [kN]

Επαγόμενη οριζόντια δύναμη σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

maxfx = 730.51+0.30x 89.56= 757.38 [kN]

maxfy = 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=757.38 kN

Τύπος

742

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Υπολογισμός οριζόντιων ακαψίλων τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα περπατώντας στοιχείο.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.

Ακαψίλα τοίχου από ανάλογη με περπατώντας στοιχείο K= 0.980 GN/m

Προεγινετική ακαψίλα (χωρίς ανοίγματα) = 2.277 GN/m

Ακαψίλα κατά x-x Kx= 0.980 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m

Στοιχείο δυνάμεως βάσει αντιστοίχων επιμέρους (ΕΑΚ 3.5)

Εκκλιση δυνάμεως τοίχου από ελαστικό άξονα κλίσης ex=7.97[m], ey=19.43[m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχείο x-x=10191.10x 0.980/ 14.965+19.43x 19507x 0.980/6098.954= 728.28[kN]

Στοιχείο y-y= 0.00x 0.980/ 14.965+19.43x 28596x 0.980/6098.954= 89.28[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχείο x-x= 0.00x 0.000/ 17.186+ 7.97x 19507x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Στοιχείο y-y=10191.10x 0.000/ 17.186+ 7.97x 28596x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Επαγόμενη οριζόντια δύναμη κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expfx)z = 728.28x + 89.28x, expfy = 733.74 [kN]

(expfy)z = 0.00x + 0.00x, expfx = 0.00 [kN]

Επαγόμενη οριζόντια δύναμη σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

maxfx = 728.28+0.30x 89.28= 755.07 [kN]

maxfy = 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=755.07 kN

Τύπος

743

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Υπολογισμός οριζόντιων ακαψίλων τοίχου στο επίπεδο του

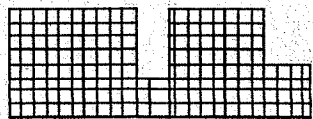
Ο τοίχος χωρίζεται σε 192 ορθογώνια επίπεδα περπατώντας στοιχείο.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x25 κόμβων, συνολικά 225 κόμβοι.

Ακαψίλα τοίχου από ανάλογη με περπατώντας στοιχείο K= 1.889 GN/m

Προεγινετική ακαψίλα (χωρίς ανοίγματα) = 2.350 GN/m

Ακαψίλα κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 1.889 GN/m



A 10x10 grid with a black path starting at (0,0) and ending at (9,9). The path is composed of black squares, and the area between the path and the boundary is shaded gray.

Το ποσοστό ορίσθηκε ως ακαθάριστη αξία του  
 ο τόχου χρεώσεως σε 152 ορθολογικά επενδεδυμένα στοιχεία.  
 Οι κόβροι είναι σε κώνυμο 9x20 κόβρων, συνολικά 180 κόβροι.  
 Ακαθάριστη τόχου από αβάνση με επενδεδυμένα στοιχεία Κ = 1.172 GN/μ  
 Προεγγλυτική ακαθάριστη (χρεώσ αοιγπατα) = 1.887 GN/μ  
 Ακαθάριστη κτά κ-χ Κκ = 0.000 GN/μ, κτά γ-γ Κγ = 1.172 GN/μ

Εκκεντρώσεις του από ελαστικό άξονα κριβίου ex=13.85[m], ey=11.44[m]	
Επιρροές συνάρτησης βάσει απόσπονητικής φασματικής ηέθεσης (ΕΑΚ 3.5)	
Επιρροή δυνάμης	Εκ
Σεισμός x-x=10191.10x 0.000/ 14.965+11.44x 19507x 0.000/6098.954= 0.00[kN]	Σεισμός y-y= 0.00x 0.000/ 14.965+11.44x 28596x 0.000/6098.954= 0.00[kN]
Επιρροή δυνάμης Fy	
Σεισμός x-x= 0.00x 1.889/ 17.186+13.85x 19507x 1.889/6098.954= 83.69[kN]	Σεισμός y-y=10191.10x 1.889/ 17.186+13.85x 28596x 1.889/6098.954= 1242.83[kN]
Επαγρύπια σείσμεων συνάρτησ κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])	
(expfx) <sub>2</sub> = 0.00x + 0.00x, expfx= 0.00 [kN]	(expfy) <sub>2</sub> = 83.69x + 1242.83x, expfy= 1245.64 [kN]
Επαγρύπια σείσμεων συνάρτησ με (ΕΑΚ 3.5.3[4])	
maxfx= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]	maxfy= 1242.83+0.30x 83.69= 1267.94 [kN]
Μέγιστη επιρροή δυνάμης κατά μήκος του τοίχου F=1267.94 kN	

Στοιχικές συνάψεις βάσει αναλογιστικής φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκενρώσεις τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=13.85[m]$ ,  $e_y=13.36[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$

Στοιχος  $x-x=10191.10x$  0.000/ 14.965+13.36x 19507x 0.000/6098.954= 0.00[kN]  
Στοιχος  $y-y=$  0.00x 0.000/ 14.965+13.36x 28596x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Οριζόντια δύναμη  $F_y$

Στοιχος  $x-x=$  0.00x 1.888/ 17.186+13.85x 19507x 1.888/6098.954= 83.64[kN]  
Στοιχος  $y-y=10191.10x$  1.888/ 17.186+13.85x 28596x 1.888/6098.954= 1242.17[kN]

Επαληθεύει στοιχικών συνάψεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

( $expF_x$ ) $z=$  0.00z+ 0.00z,  $expF_x=$  0.00 [kN]

( $expF_y$ ) $z=$  83.64z+ 1242.17z,  $expF_y=$  1244.98 [kN]

Επαληθεύει στοιχικών συνάψεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxF_x=$  0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

$maxF_y=$  1242.17+0.30x 83.64= 1267.26 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1267.26$  kN

Ισόγειο

T46

Διαστάσεις μήκος=10.30m, ύψος=4.75m, πάχος=0.45m

Υπολογισμός οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 136 ορθογώνια επίπεδα περσισμένα στοιχία.

Οι κόμβοι είναι σε κώνυσο 9x18 κόμβων, συνολικά 162 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περσισμένα στοιχία  $K=0.906$  GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.371 GN/m

Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.906$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=0.000$  GN/m

Στοιχικές συνάψεις βάσει αναλογιστικής φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκενρώσεις τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=8.98[m]$ ,  $e_y=13.41[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$

Στοιχος  $x-x=10191.10x$  0.906/ 14.965+13.41x 19507x 0.906/6098.954= 655.84[kN]  
Στοιχος  $y-y=$  0.00x 0.906/ 14.965+13.41x 28596x 0.906/6098.954= 56.96[kN]

Οριζόντια δύναμη  $F_y$

Στοιχος  $x-x=$  0.00x 0.000/ 17.186+ 8.98x 19507x 0.000/6098.954= 0.00[kN]  
Στοιχος  $y-y=10191.10x$  0.000/ 17.186+ 8.98x 28596x 0.000/6098.954= 0.00[kN]

Επαληθεύει στοιχικών συνάψεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

( $expF_x$ ) $z=$  655.84z+ 56.96z,  $expF_x=$  658.31 [kN]

( $expF_y$ ) $z=$  0.00z+ 0.00z,  $expF_y=$  0.00 [kN]

Επαληθεύει στοιχικών συνάψεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxF_x=$  655.84+0.30x 56.96= 672.93 [kN]

$maxF_y=$  0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=672.93$  kN

Ισόγειο

T47

Διαστάσεις μήκος=13.56m, ύψος=4.75m, πάχος=0.45m

Υπολογισμός οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

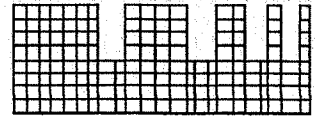
Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα περσισμένα στοιχία.

Οι κόμβοι είναι σε κώνυσο 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περσισμένα στοιχία  $K=1.229$  GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.857 GN/m

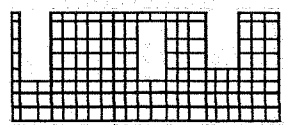
Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=1.229$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=0.000$  GN/m



Στοιμικὲς συνδμεῖς βάσει ἀντοπονημένης φασματικῆς μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρώσεις τοῦ ἀπὸ εἰστικῆς ὁζονα κτιρίου  $e_x=7.94[m]$ ,  $e_y=13.41[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx		Στοιμὸς x-x=10191.10x 1.229/	Στοιμὸς y-y= 0.00x 1.229/	14.965+13.41x	19507x 1.229/6098.954=	889.65[kN]
Οριζόντια Δύναμη Fy		Στοιμὸς x-x= 0.00x 0.000/	Στοιμὸς y-y=10191.10x 0.000/	17.186+ 7.94x	19507x 0.000/6098.954=	0.00[kN]
Επαληθεύει σε σημεικὸν δύναμιν κατὰ x καὶ y ὁριζωνὰ με (ΕΑΚ 3.5.3[1])		(expfx) <sub>z</sub> = 889.65z+ 77.27z, expfx= 893.00 [kN]	(expfy) <sub>z</sub> = 0.00z+ 0.00z, expfy= 0.00 [kN]	Επαληθεύει σε σημεικὸν δύναμιν κατὰ x καὶ y ὁριζωνὰ με (ΕΑΚ 3.5.3[1])		
Επαληθεύει σε σημεικὸν δύναμιν κατὰ x καὶ y ὁριζωνὰ με (ΕΑΚ 3.5.3[1])		maxfx= 889.65+0.30x 77.27= 912.83 [kN]	maxfy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]	Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατὰ μῆκος τοῦ τοῖχου F=912.83 kN		

Τόξεο 149



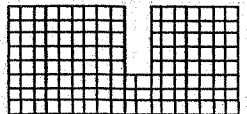
Διαστάσεις μῆκος=12.20m, ὕψος= 4.75m, πᾶχος=0.55m  
Υπολογιστοὶ οριζόντιες ἀκαψίλας τοῖχου στο ἐπίπεδόν του  
Ο τοῖχος χωρίζεται εἰς 168 ὀρθογώνια ἐπιμέτρα πεπερασμένα στοιχεῖα.  
Οι κόμβοι εἶναι εἰς κᾶναβο 9x22 κόμβων, συνολικὰ 198 κόμβοι.  
Ακαψίλα τοῖχου ἀπὸ ἀνάμνη με πεπερασμένα στοιχεῖα K= 1.289 GN/m  
Προσεγγιστικὴ ἀκαψίλα (Χορτὶς ἀνοίγματα) = 2.024 GN/m  
Ακαψίλα κατὰ x-x Kx= 1.289 GN/m, κατὰ y-y Ky= 0.000 GN/m

Στοιμικὲς συνδμεῖς βάσει ἀντοπονημένης φασματικῆς μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώσεις τοῦ ἀπὸ εἰστικῆς ὁζονα κτιρίου  $e_x=5.00[m]$ ,  $e_y=10.38[m]$

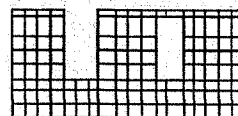
Οριζόντια Δύναμη Fx		Στοιμὸς x-x=10191.10x 1.289/	Στοιμὸς y-y= 0.00x 1.289/	14.965+10.38x	19507x 1.289/6098.954=	920.59[kN]
Οριζόντια Δύναμη Fy		Στοιμὸς x-x= 0.00x 0.000/	Στοιμὸς y-y=10191.10x 0.000/	17.186+ 5.00x	19507x 0.000/6098.954=	0.00[kN]
Επαληθεύει σε σημεικὸν δύναμιν κατὰ x καὶ y ὁριζωνὰ με (ΕΑΚ 3.5.3[1])		(expfx) <sub>z</sub> = 920.59z+ 62.73z, expfx= 922.73 [kN]	(expfy) <sub>z</sub> = 0.00z+ 0.00z, expfy= 0.00 [kN]	Επαληθεύει σε σημεικὸν δύναμιν κατὰ x καὶ y ὁριζωνὰ με (ΕΑΚ 3.5.3[1])		
Επαληθεύει σε σημεικὸν δύναμιν κατὰ x καὶ y ὁριζωνὰ με (ΕΑΚ 3.5.3[1])		maxfx= 920.59+0.30x 62.73= 939.41 [kN]	maxfy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]	Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατὰ μῆκος τοῦ τοῖχου F=939.41 kN		

Τόξεο 150



Διαστάσεις μῆκος=10.49m, ὕψος= 4.75m, πᾶχος=0.55m  
Υπολογιστοὶ οριζόντιες ἀκαψίλας τοῖχου στο ἐπίπεδόν του  
Ο τοῖχος χωρίζεται εἰς 144 ὀρθογώνια ἐπιμέτρα πεπερασμένα στοιχεῖα.  
Οι κόμβοι εἶναι εἰς κᾶναβο 9x19 κόμβων, συνολικὰ 171 κόμβοι.  
Ακαψίλα τοῖχου ἀπὸ ἀνάμνη με πεπερασμένα στοιχεῖα K= 1.502 GN/m  
Προσεγγιστικὴ ἀκαψίλα (Χορτὶς ἀνοίγματα) = 1.711 GN/m  
Ακαψίλα κατὰ x-x Kx= 1.502 GN/m, κατὰ y-y Ky= 0.000 GN/m

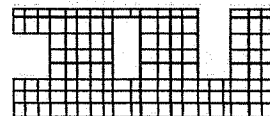
Διαστάσεις μήκος=10.59m, ύψος=4.75m, πάχος=0.60m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 144 ορθογώνια επίπεδα με περσισμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x19 κόμβων, συνολικά 171 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περσισμένα στοιχεία K=1.222 GN/m  
Προσαυλιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.887 GN/m  
Ακαμψία κατά x-x Kx=1.222 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m



Τύπος T53

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου E=1004.24 kN  
maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]  
maxFx= 982.89+0.30x 71.19= 1004.24 [kN]  
Επαληθεύα οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])  
(expFy)z= 0.00z+ 0.00z= 0.00 [kN]  
(expFx)z= 982.89z+ 71.19z= 985.46 [kN]  
Επαληθεύα οριζόντιων δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])  
Στοιχός y-y=10191.10x 0.00/ 17.186+ 5.05x 28596x 0.00/6098.954= 0.00 [kN]  
Στοιχός x-x= 0.00x 0.00/ 17.186+ 5.05x 19507x 0.00/6098.954= 0.00 [kN]  
Οριζόντια δύναμη Fy  
Στοιχός y-y= 0.00x 1.372/ 14.965+11.07x 28596x 1.372/6098.954= 71.19 [kN]  
Στοιχός x-x=10191.10x 1.372/ 14.965+11.07x 19507x 1.372/6098.954= 982.89 [kN]  
Οριζόντια δύναμη Fx  
Εκκεντρίτητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=5.05[m], ey=11.07[m]  
Στοιχικές δυνάμεις βάσει αναπομνημόνευσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Διαστάσεις μήκος=12.10m, ύψος=4.75m, πάχος=0.60m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 160 ορθογώνια επίπεδα με περσισμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x21 κόμβων, συνολικά 189 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περσισμένα στοιχεία K=1.372 GN/m  
Προσαυλιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.188 GN/m  
Ακαμψία κατά x-x Kx=1.372 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m



Τύπος T52

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου E=1094.64 kN  
maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]  
maxFx= 1072.72+0.30x 73.09= 1094.64 [kN]  
Επαληθεύα οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])  
(expFy)z= 0.00z+ 0.00z= 0.00 [kN]  
(expFx)z= 1072.72z+ 73.09z= 1075.20 [kN]  
Επαληθεύα οριζόντιων δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])  
Στοιχός y-y=10191.10x 0.00/ 17.186+ 6.35x 28596x 0.00/6098.954= 0.00 [kN]  
Στοιχός x-x= 0.00x 0.00/ 17.186+ 6.35x 19507x 0.00/6098.954= 0.00 [kN]  
Οριζόντια δύναμη Fy  
Στοιχός y-y= 0.00x 1.502/ 14.965+10.38x 28596x 1.502/6098.954= 73.09 [kN]  
Στοιχός x-x=10191.10x 1.502/ 14.965+10.38x 19507x 1.502/6098.954= 1072.72 [kN]  
Οριζόντια δύναμη Fx  
Εκκεντρίτητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=6.35[m], ey=10.38[m]  
Στοιχικές δυνάμεις βάσει αναπομνημόνευσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)



Στοιχιακές δυνάμεις βάσει αναπομοιότηνης φαρμακευτικής ησέβδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=8.17[m]$ ,  $e_y=14.47[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$ 

Στοιχος  $x-x=10191.10x1.367/14.965+14.47x19507x1.367/6098.954=994.19[kN]$

Στοιχος  $y-y=0.00x1.367/14.965+14.47x28596x1.367/6098.954=92.75[kN]$

Οριζόντια δύναμη  $F_y$ 

Στοιχος  $x-x=0.00x0.000/17.186+8.17x19507x8.17x17.186+6098.954=0.00[kN]$

Στοιχος  $y-y=10191.10x0.000/17.186+8.17x28596x0.000/6098.954=0.00[kN]$

Επαλληλία στοιχικών δυνάμεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expfx)_z = 994.19z + 92.75z$ ,  $expfx = 998.51[kN]$

$(expfy)_z = 0.00z + 0.00z$ ,  $expfy = 0.00[kN]$

Επαλληλία στοιχικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

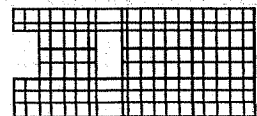
$maxfx = 994.19+0.30x0.00=1022.02[kN]$

$maxfy = 0.00+0.30x0.00=0.00[kN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1022.02[kN]$

Ισόγειο

T56



Διαστάσεις μήκος=11.20m, ύψος=4.75m, πάχος=0.60m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επιπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κάναβο  $9x20$  κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία  $K=1.768$  GN/m. Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοιγματα)  $=2.009$  GN/m. Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.000$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=1.768$  GN/m

Στοιχιακές δυνάμεις βάσει αναπομοιότηνης φαρμακευτικής ησέβδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=10.80[m]$ ,  $e_y=5.77[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$ 

Στοιχος  $x-x=10191.10x0.000/14.965+5.77x19507x0.000/6098.954=0.00[kN]$

Στοιχος  $y-y=0.00x0.000/14.965+5.77x28596x0.000/6098.954=0.00[kN]$

Οριζόντια δύναμη  $F_y$ 

Στοιχος  $x-x=0.00x1.768/17.186+10.80x19507x1.768/6098.954=61.05[kN]$

Στοιχος  $y-y=10191.10x1.768/17.186+10.80x28596x1.768/6098.954=1137.90[kN]$

Επαλληλία στοιχικών δυνάμεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expfx)_z = 0.00z + 0.00z$ ,  $expfx = 0.00[kN]$

$(expfy)_z = 61.05z + 1137.90z$ ,  $expfy = 1139.53[kN]$

Επαλληλία στοιχικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

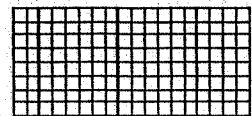
$maxfx = 0.00+0.30x0.00=0.00[kN]$

$maxfy = 1137.90+0.30x61.05=1156.21[kN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1156.21[kN]$

Ισόγειο

T57



Διαστάσεις μήκος=10.83m, ύψος=4.75m, πάχος=0.60m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

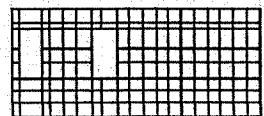
Ο τοίχος χωρίζεται σε 144 ορθογώνια επιπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κάναβο  $9x19$  κόμβων, συνολικά 171 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία  $K=2.109$  GN/m. Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοιγματα)  $=1.935$  GN/m. Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.000$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=2.109$  GN/m



Στοιχικές συνεισφορές βάσει αναποσπασμένης φαρμακευτικής περιόδου (ΕΛΑΚ 3.5)  
Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=10.80[m]$ ,  $ey=5.25[m]$   
Οριζόντια δύναμη  $F_x$   
Στοιχος  $x-x=10191.10x$   $0.000/$   $14.965+5.25x$   $19507x$   $0.000/6098.954=$   $0.00[kN]$   
Στοιχος  $y-y=$   $0.00x$   $0.000/$   $14.965+5.25x$   $28596x$   $0.000/6098.954=$   $0.00[kN]$   
Οριζόντια δύναμη  $F_y$   
Στοιχος  $x-x=$   $0.00x$   $2.109/$   $17.186+10.80x$   $19507x$   $2.109/6098.954=$   $72.83[kN]$   
Στοιχος  $y-y=10191.10x$   $2.109/$   $17.186+10.80x$   $28596x$   $2.109/6098.954=$   $1357.37[kN]$   
Επαγλυφά σεισμικών συνεισφορών κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΛΑΚ 3.5.3[1])  
 $(expfx)_z = 0.00z + 0.00z$ ,  $expfx = 0.00[kN]$   
 $(expfy)_z = 72.83z + 1357.37z$ ,  $expfy = 1359.32[kN]$   
Επαγλυφά σεισμικών συνεισφορών σύμφωνα με (ΕΛΑΚ 3.5.3[4])  
 $maxfx = 0.00+0.30x$   $0.00=$   $0.00[kN]$   
 $maxfy = 1357.37+0.30x$   $72.83=$   $1379.21[kN]$   
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1379.21$  kN

## 158

## Τοίχιο

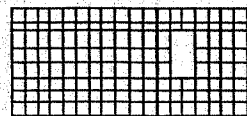


Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος=4.75m, πάχος=0.60m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επιπεδα περσπαμένα στοιχία.  
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περσπαμένα στοιχία  $K=1.779$  GN/m  
Προσεγγιστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα)  $=2.029$  GN/m  
Ακαμψία κατά  $x-x$   $Kx=0.000$  GN/m, κατά  $y-y$   $Ky=1.779$  GN/m

Στοιχικές συνεισφορές βάσει αναποσπασμένης φαρμακευτικής περιόδου (ΕΛΑΚ 3.5)  
Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=11.29[m]$ ,  $ey=5.72[m]$   
Οριζόντια δύναμη  $F_x$   
Στοιχος  $x-x=10191.10x$   $0.000/$   $14.965+5.72x$   $19507x$   $0.000/6098.954=$   $0.00[kN]$   
Στοιχος  $y-y=$   $0.00x$   $0.000/$   $14.965+5.72x$   $28596x$   $0.000/6098.954=$   $0.00[kN]$   
Οριζόντια δύναμη  $F_y$   
Στοιχος  $x-x=$   $0.00x$   $1.779/$   $17.186+11.29x$   $19507x$   $1.779/6098.954=$   $64.26[kN]$   
Στοιχος  $y-y=10191.10x$   $1.779/$   $17.186+11.29x$   $28596x$   $1.779/6098.954=$   $1149.13[kN]$   
Επαγλυφά σεισμικών συνεισφορών κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΛΑΚ 3.5.3[1])  
 $(expfx)_z = 0.00z + 0.00z$ ,  $expfx = 0.00[kN]$   
 $(expfy)_z = 64.26z + 1149.13z$ ,  $expfy = 1150.93[kN]$   
Επαγλυφά σεισμικών συνεισφορών σύμφωνα με (ΕΛΑΚ 3.5.3[4])  
 $maxfx = 0.00+0.30x$   $0.00=$   $0.00[kN]$   
 $maxfy = 1149.13+0.30x$   $64.26=$   $1168.41[kN]$   
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1168.41$  kN

## 159

## Τοίχιο



Διαστάσεις μήκος=9.80m, ύψος=4.75m, πάχος=0.60m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 136 ορθογώνια επιπεδα περσπαμένα στοιχία.  
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x18 κόμβων, συνολικά 162 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περσπαμένα στοιχία  $K=1.593$  GN/m  
Προσεγγιστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα)  $=1.728$  GN/m  
Ακαμψία κατά  $x-x$   $Kx=0.000$  GN/m, κατά  $y-y$   $Ky=1.593$  GN/m

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

Τοίχος	Kx [GN/m]	Ky [GN/m]	x [m]	y [m]	x·Ky	y·Kx	x <sup>2</sup> ·Ky	y <sup>2</sup> ·Kx
T36	1.573	0.000	7.65	37.88	0.000	59.577	0.000	2256.493
T37	1.141	0.000	22.10	37.88	0.000	43.215	0.000	1636.782
T38	2.079	28.63	31.15	59.511	0.000	1703.513	0.000	0.000
T39	1.084	28.63	18.58	31.029	0.000	888.219	0.000	0.000
T40	1.825	28.63	6.50	52.241	0.000	1495.388	0.000	0.000
T41	0.983	0.000	7.65	0.28	0.000	0.270	0.000	0.074
T42	0.980	0.000	22.10	0.28	0.000	0.270	0.000	0.074
T43	1.889	0.28	31.15	0.519	0.000	0.143	0.000	0.000
T44	1.172	0.28	18.42	0.322	0.000	0.089	0.000	0.000
T45	1.888	0.28	6.35	0.519	0.000	0.143	0.000	0.000
T46	0.906	0.000	5.15	33.12	0.000	30.002	0.000	993.523
T47	1.229	0.000	22.07	33.12	0.000	40.698	0.000	1347.725
T49	1.289	0.000	9.13	30.08	0.000	38.780	0.000	1166.683
T50	1.502	0.000	20.47	30.08	0.000	45.188	0.000	1359.471
T52	1.372	0.000	9.08	8.64	0.000	11.854	0.000	102.419
T53	1.222	0.000	20.42	8.64	0.000	10.558	0.000	91.222
T54	1.401	0.000	7.85	5.24	0.000	7.334	0.000	38.395
T55	1.367	0.000	22.30	5.24	0.000	7.156	0.000	37.463
T56	1.768	3.33	13.94	5.887	0.000	19.605	0.000	0.000
T57	2.109	3.33	24.96	7.023	0.000	23.386	0.000	0.000
T58	1.779	25.42	13.99	45.222	0.000	1149.548	0.000	0.000
T59	1.593	25.42	24.54	40.494	0.000	1029.359	0.000	0.000

Συνολικά 14.965 [GN/m] 17.186 [GN/m] 242.769 294.903 6309.393 9030.324

Κέντρο βάρους x = 242.769/17.186 = 14.13 m , y = 294.903/17.186 = 19.71 m

Διπλητική ακαμψία ορόφου Ip = 6309.393 + 9030.324 = 14.13 x 17.186 = 6098.954 [GNm]

Τυχηματικές εκκενρώσεις ορόφου (EAK 3.3.1)  $\epsilon_{ix} = 0.05 \times 28.90 = 1.44$  [m],  $\epsilon_{iy} = 0.05 \times 38.15 = 1.91$  [m]

Διακρίσεις εκκενρώσεις  $\epsilon_{ox} = 14.44 - 14.13 = 0.31$  [m],  $\epsilon_{oy} = 19.11 - 19.71 = -0.60$  [m]

Οι περιόδους τοίχου έχουν διαταγή παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (EAK 3.3.3[4])

Οι κλίσεις διευθετούν τον κίρτου παράλληλα προς τους άξονες x και y. Το κίρτο δεν έχει διπλητική ευαίσθητο (EAK 3.3.3[5]) οπότε

Οι ισοδύναμες στατικές εκκενρώσεις λαμβάνονται ως:

$\epsilon_{ix} = 1.50 \times 0.31 = 0.47$  [m],  $\epsilon_{ix} = 0.50 \times 0.31 = 0.16$  [m],  $\epsilon_{iy} = 1.50 \times -0.60 = -0.90$  [m],  $\epsilon_{iy} = 0.50 \times -0.60 = -0.30$  [m]

εκκενρώσεις οροφών (EAK 3.3.3[1])

$\max_{ex} = 0.47 + 1.44 = 1.91$  [m],  $\min_{ex} = 0.16 - 1.44 = -1.29$  [m]

$\max_{ey} = -0.30 + 1.91 = 1.61$  [m],  $\min_{ey} = -0.90 - 1.91 = -2.81$  [m]

Μεγιστές στροφικές ροπές ορόφου λόγω εκκενρώσεων  $\max_{ex}$  και  $\min_{ey}$

ορόφου κατά x-x  $\max_{zx} = 1.91 \times 10191 = 19507$  [kNm]

ορόφου κατά y-y  $\max_{zy} = 2.81 \times 10191 = 28596$  [kNm]

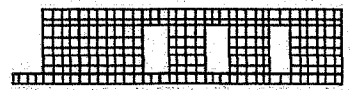
Προεγγλιστική ορεζόντια μετατόπιση ορόφου  $\Delta x = 0.001 \times 10191.1/14.965 = 0.681$  mm

Προεγγλιστική ορεζόντια μετατόπιση ορόφου  $\Delta y = 0.001 \times 10191.1/17.186 = 0.593$  mm

ΕΛΛΗΝΙΚΕΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΕΣ ΟΡΘΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ (ΕΛΚ 3.5.1[4])

α) ΕΛΛΗΝΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΩΣ ΕΛΚ 3.5.1.1[4] α  
Περίγραμμα ορθού minx=28.90m, maxx=28.90m, miny=0.00m, maxy=38.15m  
Παύρες κτιρίου lx=28.90m, ly=38.15m  
Λόγος πλάτους 28.90/38.15=0.76<4 ικανοποιείται η συνθήκη ΕΛΚ 3.5.1.1[4].1  
Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοής να μην υπερβαίνουν το 35%  
B,y) ΕΛΛΗΝΙΚΕΣ ΠΕΡΙΒΟΛΗΣ ΔΙΑΚΑΤΑΡΤΙΣ ΕΛΚ 3.5.1.1[4] B,y.  
Η οικόδομη είναι μονότοπος και ικανοποιείται η απαίτηση περίβολου ΕΛΚ 3.5.1.1[4] B,y.

Υπόγειο T1



Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 304 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κανναβό 9x39 κόμβων, συνολικά 351 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση πε πεπερασμένα στοιχεία K=3.508 GN/m  
Προσαρμοστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.319 GN/m  
Ακαμψία κατά x-x Kx=3.508 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m

Στοιμικές συνθήκες βάσει αναπομπής της φασματικής μεθόδου (ΕΛΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=6.48[m], ey=18.07[m]

Οριζόντια άνομη Fx

Στοιμός x-x=	0.00x 0.000/	46.932+ 6.48x	25895x 3.508/18394.498=	1059.05[kN]
Στοιμός y-y=	0.00x 3.508/	58.761+18.07x	67970x 3.508/18394.498=	234.22[kN]
Οριζόντια άνομη Fy				

Επαλληλία στοιμικών συνθηκών κατά x και y σύμφωνα με (ΕΛΚ 3.5.3[1])

(expFx)<sup>2</sup>= 1059.05<sup>2</sup>+ 234.22<sup>2</sup>, expFx= 1084.64 [kN]

(expFy)<sup>2</sup>= 0.00<sup>2</sup>+ 0.00<sup>2</sup>, expFy= 0.00 [kN]

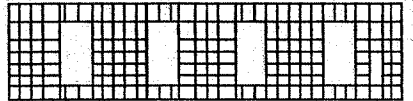
Επαλληλία στοιμικών συνθηκών σύμφωνα με (ΕΛΚ 3.5.3[4])

maxFx= 1059.05+0.30x 234.22= 1129.31 [kN]

maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1129.31 kN

Υπόγειο T2



Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 272 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κανναβό 9x35 κόμβων, συνολικά 315 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση πε πεπερασμένα στοιχεία K=2.621 GN/m  
Προσαρμοστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.710 GN/m  
Ακαμψία κατά x-x Kx=2.621 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m

Στοιμικές συνθήκες βάσει αναπομπής της φασματικής μεθόδου (ΕΛΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=7.97[m], ey=18.07[m]

Οριζόντια άνομη Fx

Στοιμός x-x=	0.00x 0.000/	46.932+ 7.97x	25895x 2.621/18394.498=	791.27[kN]
Στοιμός y-y=	0.00x 2.621/	58.761+18.07x	67970x 2.621/18394.498=	174.99[kN]
Οριζόντια άνομη Fy				

Επαλληλία στοιμικών συνθηκών κατά x και y σύμφωνα με (ΕΛΚ 3.5.3[1])

(expFx)<sup>2</sup>= 791.27<sup>2</sup>+ 174.99<sup>2</sup>, expFx= 810.39 [kN]

(expFy)<sup>2</sup>= 0.00<sup>2</sup>+ 0.00<sup>2</sup>, expFy= 0.00 [kN]

Επαλληλία στοιμικών συνθηκών σύμφωνα με (ΕΛΚ 3.5.3[4])

maxFx= 791.27+0.30x 174.99= 843.77 [kN]

maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

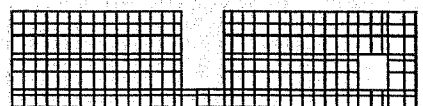
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=843.77 kN

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

T3

Διαστάσεις ηλίκας: 14.00m, ύψος: 3.20m, πάχος: 0.75m  
 Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 280 ορθογώνια επίπεδα πεντακτά στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x36 κόμβων, συνολικά 324 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάκληση πεντακτά στοιχεία K = 4.245 GN/m. Προσαυλιστική ακαμψία (χωρίς ανοιγμάτα) = 4.854 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx = 0.000 GN/m, κατά y-y Ky = 4.245 GN/m.



Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=14.40[m], ey=11.44[m].  
 Διευθύνσεις βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Οριζόντια δύναμη Fx  
 Δείκτης x-x=16245.00x 0.000/ 58.761+11.44x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
 Δείκτης y-y= 0.00x 0.000/ 58.761+11.44x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
 Οριζόντια δύναμη Fy

Δείκτης x-x= 0.00x 4.245/ 46.932+14.40x 25895x 4.245/18394.498= 86.05[kN]  
 Δείκτης y-y=16245.00x 4.245/ 46.932+14.40x 67970x 4.245/18394.498= 1695.22[kN]  
 Επαλληλία οριζόντιων δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expfx)<sup>2</sup>= 0.00<sup>2</sup>, expfy= 0.00 [kN]  
 (expfy)<sup>2</sup>= 86.05<sup>2</sup>+ 1695.22<sup>2</sup>, expfy= 1697.40 [kN]  
 Επαλληλία οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxfx= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]  
 maxfy= 1695.22+0.30x 86.05= 1721.03 [kN]

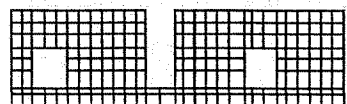
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά ηλίκας του τοίχου F=1721.03 kN

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

T4

Διαστάσεις ηλίκας: 11.45m, ύψος: 3.20m, πάχος: 0.75m  
 Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεντακτά στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάκληση πεντακτά στοιχεία K = 2.827 GN/m. Προσαυλιστική ακαμψία (χωρίς ανοιγμάτα) = 3.936 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx = 0.000 GN/m, κατά y-y Ky = 2.827 GN/m.



Διευθύνσεις βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)  
 Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=14.40[m], ey=1.28[m].

Οριζόντια δύναμη Fx  
 Δείκτης x-x=16245.00x 0.000/ 58.761+1.28x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
 Δείκτης y-y= 0.00x 0.000/ 58.761+1.28x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
 Οριζόντια δύναμη Fy

Δείκτης x-x= 0.00x 2.827/ 46.932+14.40x 25895x 2.827/18394.498= 57.30[kN]  
 Δείκτης y-y=16245.00x 2.827/ 46.932+14.40x 67970x 2.827/18394.498= 1128.95[kN]  
 Επαλληλία οριζόντιων δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expfx)<sup>2</sup>= 0.00<sup>2</sup>+ 0.00<sup>2</sup>, expfx= 0.00 [kN]  
 (expfy)<sup>2</sup>= 57.30<sup>2</sup>+ 1128.95<sup>2</sup>, expfy= 1130.40 [kN]  
 Επαλληλία οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxfx= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]  
 maxfy= 1128.95+0.30x 57.30= 1146.14 [kN]

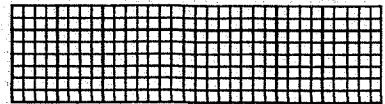
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά ηλίκας του τοίχου F=1146.14 kN

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

T5

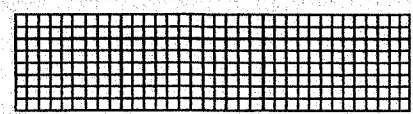
Διαστάσεις ηλίκας: 12.70m, ύψος: 3.20m, πάχος: 0.75m  
 Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 256 ορθογώνια επίπεδα πεντακτά στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x33 κόμβων, συνολικά 297 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάκληση πεντακτά στοιχεία K = 4.923 GN/m. Προσαυλιστική ακαμψία (χωρίς ανοιγμάτα) = 4.387 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx = 0.000 GN/m, κατά y-y Ky = 4.923 GN/m.



Υπόγειο

T7

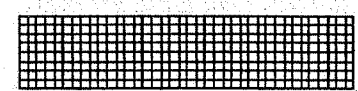


Διαστάσεις ηκόως=13.60m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 272 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x35 κόμβων, συνολικά 315 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση πεπερασμένα στοιχεία K=5.658 GN/m  
Ακαμψία οριζόντια (χωρίς ανοίγματα) = 5.024 GN/m  
Ακαμψία κατά x-x Kx=5.658 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m

Εξισώσεις δυνάμεις βάσει αποδοποιημένης φασματικής ηθεόου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άζονα κτιρίου ex=6.48[m], ey=19.31[m]  
Οριζόντια δύναμη Fx  
Δείκτης x-x=16245.00x 6.426/ 58.761+19.31x 25895x 6.426/18394.498= 1951.17 [kN]  
Δείκτης y-y= 0.00x 6.426/ 58.761+19.31x 67970x 6.426/18394.498= 458.42 [kN]  
Οριζόντια δύναμη Fy  
Δείκτης x-x= 0.00x 0.000/ 46.932+ 6.48x 25895x 0.000/18394.498= 0.00 [kN]  
Δείκτης y-y=16245.00x 0.000/ 46.932+ 6.48x 67970x 0.000/18394.498= 0.00 [kN]  
Επαγνήια σείσηκων δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])  
(expFx)z = 1951.17z + 458.42z, expFz = 2004.30 [kN]  
(expFy)z = 0.00z + 0.00z, expFz = 0.00 [kN]  
Επαγνήια σείσηκων δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])  
maxFx = 1951.17+0.30x 458.42= 2088.70 [kN]  
maxFy = 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]  
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά ηκόως του τοίχου F=2088.70 kN

Υπόγειο

T6



Διαστάσεις ηκόως=15.30m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 304 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x39 κόμβων, συνολικά 351 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση πεπερασμένα στοιχεία K=6.426 GN/m  
Ακαμψία οριζόντια (χωρίς ανοίγματα) = 5.674 GN/m  
Ακαμψία κατά x-x Kx=6.426 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m

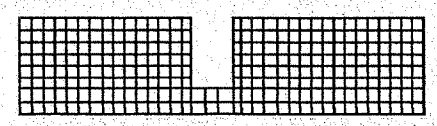
Εξισώσεις δυνάμεις βάσει αποδοποιημένης φασματικής ηθεόου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άζονα κτιρίου ex=14.40[m], ey=13.36[m]  
Οριζόντια δύναμη Fx  
Δείκτης x-x=16245.00x 0.000/ 58.761+13.36x 25895x 0.000/18394.498= 0.00 [kN]  
Δείκτης y-y= 0.00x 0.000/ 58.761+13.36x 67970x 0.000/18394.498= 0.00 [kN]  
Οριζόντια δύναμη Fy  
Δείκτης x-x= 0.00x 4.923/ 46.932+14.40x 25895x 4.923/18394.498= 99.79 [kN]  
Δείκτης y-y=16245.00x 4.923/ 46.932+14.40x 67970x 4.923/18394.498= 1965.98 [kN]  
Επαγνήια σείσηκων δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])  
(expFx)z = 0.00z + 0.00z, expFz = 0.00 [kN]  
(expFy)z = 99.79z + 1965.98z, expFz = 1968.51 [kN]  
Επαγνήια σείσηκων δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])  
maxFx = 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]  
maxFy = 1965.98+0.30x 99.79= 1995.91 [kN]  
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά ηκόως του τοίχου F=1995.91 kN



Εισαγωγικές συνθήκες βάσει αναλογιστικής φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=7.97[m]$ ,  $e_y=19.31[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx	
Σεισμός x-x=16245.00x 5.658/ 58.761+19.31x 25895x 5.658/18394.498= 1717.98[kN]	Σεισμός y-y= 0.00x 5.658/ 58.761+19.31x 67970x 5.658/18394.498= 403.63[kN]
Οριζόντια Δύναμη Fy	
Σεισμός x-x= 0.00x 0.000/ 46.932+ 7.97x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]	Σεισμός y-y=16245.00x 0.000/ 46.932+ 7.97x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]
Επαγνητά σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])	
$(expF_x)_z = 1717.98z + 403.63z$ , $expF_x = 1764.76$ [kN]	$(expF_y)_z = 0.00z + 0.00z$ , $expF_y = 0.00$ [kN]
Επαγνητά σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])	
$maxF_x = 1717.98 + 0.30x$ 403.63= 1839.07 [kN]	$maxF_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1839.07 kN	

Υπόγειο 18

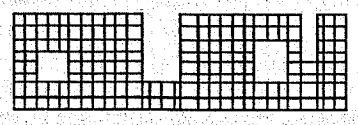


Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχων στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 280 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x36 κόμβων, συνολικά 324 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχων από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K= 5.034 GN/m  
Προεγγλιστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 5.177 GN/m  
Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 5.034 GN/m

Εισαγωγικές συνθήκες βάσει αναλογιστικής φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=13.73[m]$ ,  $e_y=11.44[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx	
Σεισμός x-x=16245.00x 0.000/ 58.761+11.44x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]	Σεισμός y-y= 0.00x 0.000/ 58.761+11.44x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]
Οριζόντια Δύναμη Fy	
Σεισμός x-x= 0.00x 5.034/ 46.932+13.73x 25895x 5.034/18394.498= 97.27[kN]	Σεισμός y-y=16245.00x 5.034/ 46.932+13.73x 67970x 5.034/18394.498= 1997.78[kN]
Επαγνητά σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])	
$(expF_x)_z = 0.00z + 0.00z$ , $expF_x = 0.00$ [kN]	$(expF_y)_z = 97.27z + 1997.78z$ , $expF_y = 2000.15$ [kN]
Επαγνητά σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])	
$maxF_x = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]	$maxF_y = 1997.78 + 0.30x$ 97.27= 2026.96 [kN]
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=2026.96 kN	

Υπόγειο 19



Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχων στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχων από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K= 2.895 GN/m  
Προεγγλιστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 4.199 GN/m  
Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 2.895 GN/m

Στοιμικές συνθήκες βάσει αναλογιστικής φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=13.73[m], ey=1.28[m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Σεισμός x-x=16245.00x 0.000/ 58.761+1.28x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Σεισμός y-y= 0.00x 0.000/ 58.761+1.28x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 2.895/ 46.932+13.73x 25895x 2.895/18394.498= 55.94[kN]

Σεισμός y-y=16245.00x 2.895/ 46.932+13.73x 67970x 2.895/18394.498= 1148.90[kN]

Επαγλυία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3.11)

(expfx)= 0.00x+ 0.00x, expfy= 0.00 [kN]

(exply)= 55.94x+ 1148.90x, expfy= 1150.27 [kN]

Επαγλυία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3.14))

maxfx= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

maxfy= 1148.90+0.30x 55.94= 1165.69 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1165.69 kN

Υπόγειο

T10

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 256 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κανναβο 9x33 κόμβων, συνολικά 297 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K= 5.251 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 4.679 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 5.251 GN/m

Στοιμικές συνθήκες βάσει αναλογιστικής φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=13.73[m], ey=13.36[m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Σεισμός x-x=16245.00x 0.000/ 58.761+13.36x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Σεισμός y-y= 0.00x 0.000/ 58.761+13.36x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 5.251/ 46.932+13.73x 25895x 5.251/18394.498= 101.46[kN]

Σεισμός y-y=16245.00x 5.251/ 46.932+13.73x 67970x 5.251/18394.498= 2083.90[kN]

Επαγλυία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3.11)

(expfx)= 0.00x+ 0.00x, expfy= 0.00 [kN]

(exply)= 101.46x+ 2083.90x, expfy= 2086.37 [kN]

Επαγλυία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3.14))

maxfx= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

maxfy= 2083.90+0.30x 101.46= 2114.34 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=2114.34 kN

Υπόγειο

T11

Διαστάσεις μήκος=15.70m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 312 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κανναβο 9x40 κόμβων, συνολικά 360 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K= 2.976 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 5.826 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx= 2.976 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m





Στοιχικές συνθήκες βάσει αποδοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό δόνο κτιρίου  $ex=6.28[m]$ ,  $ey=13.41[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$

Στοιχος  $x-x=16245.00x$  2.976/ 58.761+13.41x 25895x 2.976/18394.498= 878.94[kN]

Στοιχος  $y-y=$  0.00x 2.976/ 58.761+13.41x 67970x 2.976/18394.498= 147.51[kN]

Οριζόντια δύναμη  $F_y$

Στοιχος  $x-x=$  0.00x 0.000/ 46.932+ 6.28x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Στοιχος  $y-y=16245.00x$  0.000/ 46.932+ 6.28x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Επαγνητά οριζοντιών δυνάμεις κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

( $expfx$ ) $z=$  878.94x+ 147.51z,  $expfx=$  891.23 [kN]

( $expfy$ ) $z=$  0.00x+ 0.00z,  $expfy=$  0.00 [kN]

Επαγνητά οριζοντιών δυνάμεις σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxfx=$  878.94+0.30x 147.51= 923.19 [kN]

$maxfy=$  0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=923.19$  kN

Υπόγειο

T12

Διαστάσεις ηήκος=13.20m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Υπολογισμοί οριζοντιών ακαψίλας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 264 ορθογώνια επίπεδα πεντακτά οριζήτα.

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x34 κόμβων, συνολικά 306 κόμβοι.

Ακαψίλα τοίχου από ελαστική πεντακτά οριζήτα  $K=3.084$  GN/m

Προεγλυσιτική ακαψίλα (χάρτις ανοιγμάτα) = 4.871 GN/m

Ακαψίλα κατά  $x-x$   $Kx=3.084$  GN/m, κατά  $y-y$   $Ky=0.000$  GN/m

Στοιχικές συνθήκες βάσει αποδοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό δόνο κτιρίου  $ex=8.17[m]$ ,  $ey=13.41[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$

Στοιχος  $x-x=16245.00x$  3.084/ 58.761+13.41x 25895x 3.084/18394.498= 910.84[kN]

Στοιχος  $y-y=$  0.00x 3.084/ 58.761+13.41x 67970x 3.084/18394.498= 152.86[kN]

Οριζόντια δύναμη  $F_y$

Στοιχος  $x-x=$  0.00x 0.000/ 46.932+ 8.17x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Στοιχος  $y-y=16245.00x$  0.000/ 46.932+ 8.17x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Επαγνητά οριζοντιών δυνάμεις κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

( $expfx$ ) $z=$  910.84x+ 152.86z,  $expfx=$  923.57 [kN]

( $expfy$ ) $z=$  0.00x+ 0.00z,  $expfy=$  0.00 [kN]

Επαγνητά οριζοντιών δυνάμεις σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxfx=$  910.84+0.30x 152.86= 956.69 [kN]

$maxfy=$  0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=956.69$  kN

Υπόγειο

T13

Διαστάσεις ηήκος=3.83m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m

Υπολογισμοί οριζοντιών ακαψίλας τοίχου στο επίπεδο του

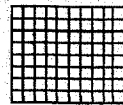
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεντακτά οριζήτα.

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαψίλα τοίχου από ελαστική πεντακτά οριζήτα  $K=1.165$  GN/m

Προεγλυσιτική ακαψίλα (χάρτις ανοιγμάτα) = 1.096 GN/m

Ακαψίλα κατά  $x-x$   $Kx=1.165$  GN/m, κατά  $y-y$   $Ky=0.000$  GN/m



Διαιρέσεις πλάτους 12.20m, ύψος 3.20m, πάχος 0.75m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Εκκεντρότητα τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=12.21[m]$ ,  $e_y=10.33[m]$

Διαιρέσεις πλάτους 1.165/ 58.761+10.33x 25895x 1.165/18394.498= 339.01[kN]

Διαιρέσεις πλάτους 0.00x 1.165/ 58.761+10.33x 67970x 1.165/18394.498= 44.46[kN]

Διαιρέσεις πλάτους 0.00x 0.000/ 46.932+12.21x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Διαιρέσεις πλάτους 0.00x 0.000/ 46.932+12.21x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Επαλληλία οριζόντιων δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expF_x)^2 = 339.01^2 + 44.46^2$ ,  $expF_x = 341.92$  [kN]

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$ ,  $expF_y = 0.00$  [kN]

Επαλληλία οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

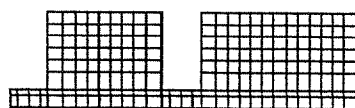
$maxF_x = 339.01+0.30x$  44.46= 352.35 [kN]

$maxF_y = 0.00+0.30x$  0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=352.35$  kN

Υπόγειο

T14



Ακαμψία κατά x-x  $K_x = 3.350$  GN/m, κατά y-y  $K_y = 0.000$  GN/m

Προεγγλιστική ακαμψία (χρόνος ανοίγματος) = 4.207 GN/m

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περσάρματα στοίχιση  $K = 3.350$  GN/m

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x31 κόμβων, συνολικά 279 κόμβοι.

Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα περσάρματα στοίχιση.

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Διαιρέσεις πλάτους 12.20m, ύψος 3.20m, πάχος 0.75m

Εκκεντρότητα τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=5.00[m]$ ,  $e_y=10.33[m]$

Διαιρέσεις πλάτους 0.00x 3.350/ 58.761+10.33x 25895x 3.350/18394.498= 974.85[kN]

Διαιρέσεις πλάτους 0.00x 3.350/ 58.761+10.33x 67970x 3.350/18394.498= 127.86[kN]

Διαιρέσεις πλάτους 0.00x 0.000/ 46.932+5.00x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Διαιρέσεις πλάτους 0.00x 0.000/ 46.932+5.00x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Επαλληλία οριζόντιων δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expF_x)^2 = 974.85^2 + 127.86^2$ ,  $expF_x = 983.20$  [kN]

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$ ,  $expF_y = 0.00$  [kN]

Επαλληλία οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

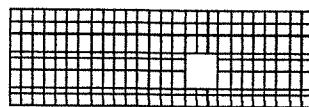
$maxF_x = 974.85+0.30x$  127.86= 1013.21 [kN]

$maxF_y = 0.00+0.30x$  0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1013.21$  kN

Υπόγειο

T15



Ακαμψία κατά x-x  $K_x = 3.576$  GN/m, κατά y-y  $K_y = 0.000$  GN/m

Προεγγλιστική ακαμψία (χρόνος ανοίγματος) = 3.589 GN/m

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περσάρματα στοίχιση  $K = 3.576$  GN/m

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x27 κόμβων, συνολικά 243 κόμβοι.

Ο τοίχος χωρίζεται σε 208 ορθογώνια επίπεδα περσάρματα στοίχιση.

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Διαιρέσεις πλάτους 10.49m, ύψος 3.20m, πάχος 0.75m

ΟΡΙΣΜΟΙ ΔΥΝΑΜΗ ΕΞ

ΧΑΡΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΙΟΝ

Επαγγελματίες οικονομικών δραστηριοτήτων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

Επαληθεύει οριστικούς συνδέσμους με (EAK 3.5.3[4])

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του το

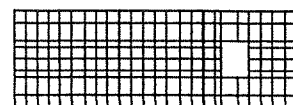
Μεγίστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1416.90 \text{ kN}$

Διαστάσεις: 6.69m, 3.20m, 0.85m

ΥΠΟΛΟΓΙΟ
Τ18

no1 003π1π3 o1o noX1o1 Σκ1ηηκκκ Σκ11λδζ1δo 1o1o1λoλoπX

Οι κέρβοι 1 ελαί σε κώνυα 9x25 κέρβων, συνολικά 225 κέρβοι.  
 Ακαμψία τοίχου 5x25 ορθογώνια επιπλέον επεξεργασμένα στοιχεία.  
 Ακαμψία τοίχου 9x25 ανάλυση επεξεργασμένα στοιχεία  $K = 3.708 \text{ GN/m}$   
 Προσαλλιστική ακαμψία (Χωρίς ανοιγμάτων)  $= 3.738 \text{ GN/m}$   
 Ακαμψία καδ  $x-x$   $Kx = 3.708 \text{ GN/m}$ , καδ  $y-y$   $Ky = 0.000 \text{ GN/m}$



Opisovana Δύναμη Ex

REF ID: A66051

Iteration	$\ x - x^*\ $	$\ y - y^*\ $
1	58.76145.00x	58.761410.94x
2	25895x	67970x
3	1082.22 [N]	149.91 [N]

ΟΡΙΣΘΕΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΕΥ

[N] 0.00	0.000/18394.498=	67970x	46.932+ 6.75x	0.000/ 46.932+ 6.75x	0.00x	0.000/ 46.932+ 6.75x	25895x	0.000/18394.498=	[N] 0.00
[N] 0.00	0.000/18394.498=	67970x	46.932+ 6.75x	0.000/ 46.932+ 6.75x	0.00x	0.000/ 46.932+ 6.75x	25895x	0.000/18394.498=	[N] 0.00

Επαγγελματικά σεμινάρια διενεργήσαν κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$$(\exp F(x))^2 = 1082.22^2 + 149.91^2, \exp F(x) = 1092.56 \text{ [kN]}$$
$$(exp_{\mathbb{F}}\lambda)_z = 0.00z + 0.00z', \quad exp_{\mathbb{F}}\lambda = 0.00 \text{ [kN]}$$

Επαληθεύει ο αριθμ. 3.5.3[4]

$$\max F_x = 1082.22 + 0.30x \quad 149.91 = 1127.20 \text{ [kN]}$$
$$F_{max} = 0.00 + 0.30x = 0.00 \text{ [kN]}$$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1127.20 \text{ kN}$

$$\Delta \sigma_{\text{max}} = 15.70 \text{ m}, \Delta \sigma_{\text{min}} = 3.20 \text{ m}, \Delta \sigma_{\text{avg}} = 0.60 \text{ m}$$

611 0134011

[illegible]

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απόδοσης της φασματικής ηέδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρώσεις τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=10.70[m]$ ,  $e_y=5.86[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$   
Σεισμός  $x-x=16245.00 \times 0.000 / 58.761 + 5.86 \times 25895 \times 0.000 / 18394.498 = 0.00 [kN]$   
Σεισμός  $y-y= 0.00 \times 0.000 / 58.761 + 5.86 \times 67970 \times 0.000 / 18394.498 = 0.00 [kN]$

Οριζόντια δύναμη  $F_y$   
Σεισμός  $x-x= 0.00 \times 3.154 / 46.932 + 10.70 \times 25895 \times 3.154 / 18394.498 = 47.49 [kN]$   
Σεισμός  $y-y=16245.00 \times 3.154 / 46.932 + 10.70 \times 67970 \times 3.154 / 18394.498 = 1216.38 [kN]$

Επαγλυτά σεισμικών δυνάμεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expF_x)_z = 0.00 + 0.00 \times 0.00 [kN]$   
 $(expF_y)_z = 47.49 + 1216.38 \times 0.00 [kN]$   
Επαγλυτά σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

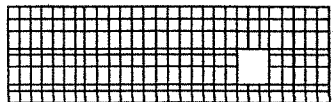
$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 [kN]$

$maxF_y = 1216.38 + 0.30 \times 47.49 = 1230.62 [kN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1230.62 kN$

## Υπόγειο

T22



Διαστάσεις μήκος=11.02m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 224 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x29 κόμβων, συνολικά 261 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία  $K=4.020 GN/m$   
Προεγλυτά ακαμψία (χωρίς ανοίγματα)  $=4.033 GN/m$   
Ακαμψία κατά  $x-x K_x=0.000 GN/m$ , κατά  $y-y K_y=4.020 GN/m$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απόδοσης της φασματικής ηέδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρώσεις τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=10.70[m]$ ,  $e_y=5.15[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$   
Σεισμός  $x-x=16245.00 \times 0.000 / 58.761 + 5.15 \times 25895 \times 0.000 / 18394.498 = 0.00 [kN]$   
Σεισμός  $y-y= 0.00 \times 0.000 / 58.761 + 5.15 \times 67970 \times 0.000 / 18394.498 = 0.00 [kN]$

Οριζόντια δύναμη  $F_y$   
Σεισμός  $x-x= 0.00 \times 4.020 / 46.932 + 10.70 \times 25895 \times 4.020 / 18394.498 = 60.53 [kN]$   
Σεισμός  $y-y=16245.00 \times 4.020 / 46.932 + 10.70 \times 67970 \times 4.020 / 18394.498 = 1550.36 [kN]$

Επαγλυτά σεισμικών δυνάμεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expF_x)_z = 0.00 + 0.00 \times 0.00 [kN]$   
 $(expF_y)_z = 60.53 + 1550.36 \times 0.00 [kN]$   
Επαγλυτά σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

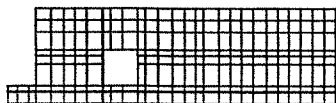
$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 [kN]$

$maxF_y = 1550.36 + 0.30 \times 60.53 = 1568.52 [kN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1568.52 kN$

## Υπόγειο

T23



Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 224 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x29 κόμβων, συνολικά 261 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία  $K=3.446 GN/m$   
Προεγλυτά ακαμψία (χωρίς ανοίγματα)  $=3.882 GN/m$   
Ακαμψία κατά  $x-x K_x=0.000 GN/m$ , κατά  $y-y K_y=3.446 GN/m$

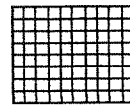
ΕΙΣΗΓΗΤΙΚΕΣ ΣΥΝΔΕΙΞΕΙΣ ΒΑΣΕΙ ΑΝΑΘΟΠΟΙΗΤΗΣ ΦΩΣΦΑΤΙΚΗΣ ΠΕΘΕΘΟΥ (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=7.52[m]$ ,  $ey=12.61[m]$ Οριζόντια δύναμη  $F_x$ Σεισμός  $x-x=16245.00x/58.761+12.61x$  25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]Σεισμός  $y-y=0.00x/58.761+12.61x$  67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]Οριζόντια δύναμη  $F_y$ Σεισμός  $x-x=0.00x/1.140/46.932+7.52x$  25895x 1.140/18394.498= 12.07[kN]Σεισμός  $y-y=16245.00x/1.140/46.932+7.52x$  67970x 1.140/18394.498= 426.28[kN]Επαγλυία σεισμικών δυνάμεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)_z = 0.00z + 0.00z$ ,  $expF_x = 0.00$  [kN] $(expF_y)_z = 12.07z + 426.28z$ ,  $expF_y = 426.45$  [kN]

Επαγλυία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 0.00+0.30x$  0.00 [kN] $maxF_y = 426.28+0.30x$  12.07= 429.90 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=429.90$  kN

## Υπόγειο T28



Διαστάσεις μήκος=4.18m, ύψος=3.20m, πάχος=0.40m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα περραμμένα στοιχέια.

Οι κόμβοι είναι σε κώνναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάμνη με περραμμένα στοιχέια  $K=0.587$  GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.551 GN/m

Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.000$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=0.587$  GN/m

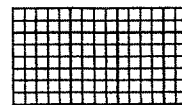
Σεισμικές δυνάμεις βάσει αναποπολημένης φωσφατικής πέθεθου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=11.39[m]$ ,  $ey=12.61[m]$ Οριζόντια δύναμη  $F_x$ Σεισμός  $x-x=16245.00x/58.761+12.61x$  25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]Σεισμός  $y-y=0.00x/58.761+12.61x$  67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]Οριζόντια δύναμη  $F_y$ Σεισμός  $x-x=0.00x/0.587/46.932+11.39x$  25895x 0.587/18394.498= 9.42[kN]Σεισμός  $y-y=16245.00x/0.587/46.932+11.39x$  67970x 0.587/18394.498= 227.90[kN]Επαγλυία σεισμικών δυνάμεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)_z = 0.00z + 0.00z$ ,  $expF_x = 0.00$  [kN] $(expF_y)_z = 9.42z + 227.90z$ ,  $expF_y = 228.09$  [kN]

Επαγλυία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 0.00+0.30x$  0.00 [kN] $maxF_y = 227.90+0.30x$  9.42= 230.72 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=230.72$  kN

## Υπόγειο T29



Διαστάσεις μήκος=5.91m, ύψος=3.20m, πάχος=0.40m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 120 ορθογώνια επίπεδα περραμμένα στοιχέια.

Οι κόμβοι είναι σε κώνναβο 9x16 κόμβων, συνολικά 144 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάμνη με περραμμένα στοιχέια  $K=0.914$  GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.848 GN/m

Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.000$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=0.914$  GN/m

ΠΡΟΤΥΠΟ ΓΥΜΝΑΣΙΟ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ ΑΜΟΤΙΚΟΥ ΝΟΜΟΥ ΚΟΡΙΝΘΙΑΣ (ΕΛΚ 3.5)  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΒΑΣΕΙ ΑΠΟΚΟΜΙΔΗΣ ΦΑΡΜΑΚΕΥΤΙΚΗΣ ΠΕΘΕΘΟΥ (ΕΛΚ 3.5)  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΔΕΥΣΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΕΚ=8.81[m], ΕΥ=16.75[m]  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Χ-Χ=16245.00x 0.000/ 58.761+16.75x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Υ-Υ= 0.00x 0.000/ 58.761+16.75x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
 ΟΡΙΣΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΕΥ  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Χ-Χ= 0.00x 0.914/ 46.932+ 8.81x 25895x 0.914/18394.498= 11.33[kN]  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Υ-Υ=16245.00x 0.914/ 46.932+ 8.81x 67970x 0.914/18394.498= 346.11[kN]  
 ΕΠΙΛΗΛΑ ΕΙΣΤΗΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ Υ ΣΤΗΦΩΝΑ ΠΕ (ΕΛΚ 3.5.3[1])  
 (expFx)<sup>2</sup> = 0.00<sup>2</sup> + 0.00<sup>2</sup>, expFx = 0.00 [kN]  
 (expFy)<sup>2</sup> = 11.33<sup>2</sup> + 346.11<sup>2</sup>, expFy = 346.30 [kN]  
 ΕΠΙΛΗΛΑ ΕΙΣΤΗΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΤΗΦΩΝΑ ΠΕ (ΕΛΚ 3.5.3[4])  
 maxFx = 0.00+0.30x 0.00 = 0.00 [kN]  
 maxFy = 346.11+0.30x 11.33 = 349.51 [kN]  
 Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=349.51 kN

ΠΡΟΤΥΠΟ ΓΥΜΝΑΣΙΟ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ ΑΜΟΤΙΚΟΥ ΝΟΜΟΥ ΚΟΡΙΝΘΙΑΣ (ΕΛΚ 3.5)  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΒΑΣΕΙ ΑΠΟΚΟΜΙΔΗΣ ΦΑΡΜΑΚΕΥΤΙΚΗΣ ΠΕΘΕΘΟΥ (ΕΛΚ 3.5)  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΔΕΥΣΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΕΚ=1.38[m], ΕΥ=16.75[m]  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Χ-Χ=16245.00x 0.000/ 58.761+16.75x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Υ-Υ= 0.00x 0.000/ 58.761+16.75x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
 ΟΡΙΣΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΕΥ  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Χ-Χ= 0.00x 1.229/ 46.932+ 1.38x 25895x 1.229/18394.498= 2.39[kN]  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Υ-Υ=16245.00x 1.229/ 46.932+ 1.38x 67970x 1.229/18394.498= 431.68[kN]  
 ΕΠΙΛΗΛΑ ΕΙΣΤΗΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ Υ ΣΤΗΦΩΝΑ ΠΕ (ΕΛΚ 3.5.3[1])  
 (expFx)<sup>2</sup> = 0.00<sup>2</sup> + 0.00<sup>2</sup>, expFx = 0.00 [kN]  
 (expFy)<sup>2</sup> = 2.39<sup>2</sup> + 431.68<sup>2</sup>, expFy = 431.68 [kN]  
 ΕΠΙΛΗΛΑ ΕΙΣΤΗΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΤΗΦΩΝΑ ΠΕ (ΕΛΚ 3.5.3[4])  
 maxFx = 0.00+0.30x 0.00 = 0.00 [kN]  
 maxFy = 431.68+0.30x 2.39 = 432.39 [kN]  
 Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=432.39 kN

ΠΡΟΤΥΠΟ ΓΥΜΝΑΣΙΟ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ ΑΜΟΤΙΚΟΥ ΝΟΜΟΥ ΚΟΡΙΝΘΙΑΣ (ΕΛΚ 3.5)  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΒΑΣΕΙ ΑΠΟΚΟΜΙΔΗΣ ΦΑΡΜΑΚΕΥΤΙΚΗΣ ΠΕΘΕΘΟΥ (ΕΛΚ 3.5)  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΔΕΥΣΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΕΚ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.35m  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Χ-Χ=3.83m, ΨΦΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.35m  
 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΕΙ ΟΡΙΣΤΩΝ ΕΙΣΤΗΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΟΙΧΟΥ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΥ  
 Ο ΤΟΙΧΟΣ ΧΩΡΙΖΕΤΑΙ ΣΕ 80 ΟΡΘΟΓΩΝΙΑ ΕΠΙΠΕΔΑ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.  
 ΟΙ ΚΟΡΒΟΙ ΕΙΝΑΙ ΣΕ ΚΑΝΟΝΟ 9x11 ΚΟΡΒΩΝ, ΣΥΝΟΛΙΚΑ 99 ΚΟΡΒΟΙ.  
 ΑΚΑΨΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΑΝΔΥΣΗ ΠΕ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ K=0.544 GN/m  
 ΠΡΟΣΕΛΥΣΤΙΚΗ ΑΚΑΨΙΑ (ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ) = 0.511 GN/m  
 ΑΚΑΨΙΑ ΚΑΤΑ Χ-Χ Kx=0.544 GN/m, ΚΑΤΑ Υ-Υ Ky=0.000 GN/m

ΠΡΟΤΥΠΟ ΓΥΜΝΑΣΙΟ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ ΑΜΟΤΙΚΟΥ ΝΟΜΟΥ ΚΟΡΙΝΘΙΑΣ (ΕΛΚ 3.5)  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΒΑΣΕΙ ΑΠΟΚΟΜΙΔΗΣ ΦΑΡΜΑΚΕΥΤΙΚΗΣ ΠΕΘΕΘΟΥ (ΕΛΚ 3.5)  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΔΕΥΣΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΕΚ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.35m  
 ΔΙΕΙΟΝΟΣ Χ-Χ=3.83m, ΨΦΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.35m  
 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΕΙ ΟΡΙΣΤΩΝ ΕΙΣΤΗΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΟΙΧΟΥ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΥ  
 Ο ΤΟΙΧΟΣ ΧΩΡΙΖΕΤΑΙ ΣΕ 80 ΟΡΘΟΓΩΝΙΑ ΕΠΙΠΕΔΑ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.  
 ΟΙ ΚΟΡΒΟΙ ΕΙΝΑΙ ΣΕ ΚΑΝΟΝΟ 9x11 ΚΟΡΒΩΝ, ΣΥΝΟΛΙΚΑ 99 ΚΟΡΒΟΙ.  
 ΑΚΑΨΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΑΝΔΥΣΗ ΠΕ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ K=0.544 GN/m  
 ΠΡΟΣΕΛΥΣΤΙΚΗ ΑΚΑΨΙΑ (ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ) = 0.511 GN/m  
 ΑΚΑΨΙΑ ΚΑΤΑ Χ-Χ Kx=0.544 GN/m, ΚΑΤΑ Υ-Υ Ky=0.000 GN/m

Στοιχεία δυνάμεις βάσει απόδοσης της φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώσεις τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=12.21[m]$ ,  $ey=2.06[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$

Στοιχος  $x-x=16245.00x$  0.544/ 58.761+ 2.06x 25895x 0.544/18394.498= 151.97[kN]  
Στοιχος  $y-y=$  0.00x 0.544/ 58.761+ 2.06x 67970x 0.544/18394.498= 4.14[kN]  
Οριζόντια δύναμη  $F_y$

Στοιχος  $x-x=$  0.00x 0.000/ 46.932+12.21x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
Στοιχος  $y-y=16245.00x$  0.000/ 46.932+12.21x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Επαληθεύει στοιχικών δυνάμεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

( $expF_x$ ) $z=$  151.97z+ 4.14z,  $expF_x=$  152.03 [kN]

( $expF_y$ ) $z=$  0.00z+ 0.00z,  $expF_y=$  0.00 [kN]

Επαληθεύει στοιχικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

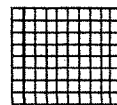
$maxF_x=$  151.97+0.30x 4.14= 153.21 [kN]

$maxF_y=$  0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=153.21$  kN

Υπόγειο

Τ32



Διαστάσεις μήκος= 3.83m, ύψος= 3.20m, πάχος= 0.40m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα περρασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περρασμένα στοιχία  $K=0.520$  GN/m

Προσαρμοστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.489 GN/m

Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.520$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=0.000$  GN/m

Στοιχεία δυνάμεις βάσει απόδοσης της φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώσεις τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=12.21[m]$ ,  $ey=6.40[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$

Στοιχος  $x-x=16245.00x$  0.520/ 58.761+ 6.40x 25895x 0.520/18394.498= 148.44[kN]  
Στοιχος  $y-y=$  0.00x 0.520/ 58.761+ 6.40x 67970x 0.520/18394.498= 12.29[kN]  
Οριζόντια δύναμη  $F_y$

Στοιχος  $x-x=$  0.00x 0.000/ 46.932+12.21x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
Στοιχος  $y-y=16245.00x$  0.000/ 46.932+12.21x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Επαληθεύει στοιχικών δυνάμεων κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

( $expF_x$ ) $z=$  148.44z+ 12.29z,  $expF_x=$  148.95 [kN]

( $expF_y$ ) $z=$  0.00z+ 0.00z,  $expF_y=$  0.00 [kN]

Επαληθεύει στοιχικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

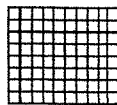
$maxF_x=$  148.44+0.30x 12.29= 152.13 [kN]

$maxF_y=$  0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=152.13$  kN

Υπόγειο

Τ33



Διαστάσεις μήκος= 3.83m, ύψος= 3.20m, πάχος= 0.75m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα περρασμένα στοιχία.

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με περρασμένα στοιχία  $K=1.165$  GN/m

Προσαρμοστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.096 GN/m

Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=1.165$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=0.000$  GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει αποδοποιημένης φασματικής ηθεόδου (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρόνητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=12.21[m]$ ,  $ey=7.99[m]$

Οριζόντια δύναμη Fx

Σεισμός x-x=16245.00x 1.165/ 58.761+ 7.99x 25895x 1.165/18394.498= 335.18[kN]  
Σεισμός y-y= 0.00x 1.165/ 58.761+ 7.99x 67970x 1.165/18394.498= 34.40[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 0.000/ 46.932+12.21x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
Σεισμός y-y=16245.00x 0.000/ 46.932+12.21x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expFx)<sub>z</sub> = 335.18z+ 34.40z, expFx= 336.94 [kN]

(expFy)<sub>z</sub> = 0.00z+ 0.00z, expFy= 0.00 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx= 335.18+0.30x 34.40= 345.50 [kN]

maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=345.50 kN

Υπόγειο

Τ34

Διαστάσεις μήκος= 3.93m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K= 0.806 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (Χωρίς ανοίγματα) = 0.757 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.806 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει αποδοποιημένης φασματικής ηθεόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρόνητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=12.81[m]$ ,  $ey=0.32[m]$

Οριζόντια δύναμη Fx

Σεισμός x-x=16245.00x 0.806/ 58.761+ 0.32x 25895x 0.806/18394.498= 223.19[kN]  
Σεισμός y-y= 0.00x 0.806/ 58.761+ 0.32x 67970x 0.806/18394.498= 0.96[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 0.000/ 46.932+12.81x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]  
Σεισμός y-y=16245.00x 0.000/ 46.932+12.81x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expFx)<sub>z</sub> = 223.19z+ 0.96z, expFx= 223.20 [kN]

(expFy)<sub>z</sub> = 0.00z+ 0.00z, expFy= 0.00 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx= 223.19+0.30x 0.96= 223.48 [kN]

maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=223.48 kN

Υπόγειο

Τ35

Διαστάσεις μήκος= 3.93m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

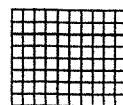
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με πεπερασμένα στοιχεία K= 0.806 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (Χωρίς ανοίγματα) = 0.757 GN/m

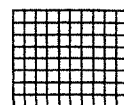
Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.806 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m



ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ  
ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΟΤΗΤΕΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΕΓΧΩΡΙΟ ΕΝΤΕΛΕΣΤΕΡΟΝ (ΕΑΚ 3.5)

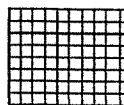
ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ  
ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΟΤΗΤΕΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΕΓΧΩΡΙΟ ΕΝΤΕΛΕΣΤΕΡΟΝ (ΕΑΚ 3.5)  
ΟΡΙΖΩΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ Fx  
ΕΛΙΠΣΟΝ Χ-Χ=16245.00x 0.285/ 58.761+15.99x 25895x 0.285/18394.498= 85.21 [kN]  
ΕΛΙΠΣΟΝ Υ-Υ= 0.00x 0.285/ 58.761+15.99x 67970x 0.285/18394.498= 16.84 [kN]  
ΟΡΙΖΩΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ Fy  
ΕΛΙΠΣΟΝ Χ-Χ= 0.00x 0.000/ 46.932+5.56x 25895x 0.000/18394.498= 0.00 [kN]  
ΕΛΙΠΣΟΝ Υ-Υ=16245.00x 0.000/ 46.932+5.56x 67970x 0.000/18394.498= 0.00 [kN]  
ΕΠΙΛΗΛΑ ΕΙΣΟΔΙΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ Υ ΟΥΦΩΝΑ ΠΕ (ΕΑΚ 3.5.3[1])  
(expFx)<sup>2</sup> = 85.21<sup>2</sup> + 16.84<sup>2</sup>, expFx = 86.86 [kN]  
(expFy)<sup>2</sup> = 0.00<sup>2</sup> + 0.00<sup>2</sup>, expFy = 0.00 [kN]  
ΕΠΙΛΗΛΑ ΕΙΣΟΔΙΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΟΥΦΩΝΑ ΠΕ (ΕΑΚ 3.5.3[4])  
maxFx = 85.21+0.30x 16.84= 90.26 [kN]  
maxFy = 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]  
ΜΕΓΙΣΤΗ ΟΡΙΖΩΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ F=90.26 kN

Υπόγειο T60



Διαστάσεις μήκος= 3.93m, ύψος= 3.20m, πάχος= 0.40m  
Υπολογισμοί οριζώντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα περσπαμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση περσπαμένα στοιχεία K= 0.539 GN/m  
Προσαρμοστική ακαμψία (Χωρίς ανοίγματα) = 0.507 GN/m  
Ακαμψία κατά Χ-Χ Kx= 0.539 GN/m, κατά Υ-Υ Ky= 0.000 GN/m

Υπόγειο T61



Διαστάσεις μήκος= 4.18m, ύψος= 3.20m, πάχος= 0.80m  
Υπολογισμοί οριζώντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του  
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα περσπαμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάκληση περσπαμένα στοιχεία K= 1.404 GN/m  
Προσαρμοστική ακαμψία (Χωρίς ανοίγματα) = 1.316 GN/m  
Ακαμψία κατά Χ-Χ Kx= 0.000 GN/m, κατά Υ-Υ Ky= 1.404 GN/m

T61

Στοιχεία δυνάμεις βάσει αναλογιστικής φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητα τοίχων από ελαστικό δόξα κτιρίου  $e_x=10.70[m]$ ,  $e_y=12.61[m]$

Οριζόντια δύναμη  $F_x$

Στοιχος  $x-x=16245.00x$  0.000/ 58.761+12.61x 25895x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Στοιχος  $y-y=$  0.00x 0.000/ 58.761+12.61x 67970x 0.000/18394.498= 0.00[kN]

Οριζόντια δύναμη  $F_y$

Στοιχος  $x-x=$  0.00x 1.404/ 46.932+10.70x 25895x 1.404/18394.498= 21.14[kN]

Στοιχος  $y-y=16245.00x$  1.404/ 46.932+10.70x 67970x 1.404/18394.498= 541.47[kN]

Επαγόμενη σεισμική δύναμη κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expF_x)^z = 0.00^z + 0.00^z$ ,  $expF_x = 0.00$  [kN]

$(expF_y)^z = 21.14^z + 541.47^z$ ,  $expF_y = 541.88$  [kN]

Επαγόμενη σεισμική δύναμη σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxF_x = 0.00+0.30x$  0.00= 0.00 [kN]

$maxF_y = 541.47+0.30x$  21.14= 547.81 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=547.81$  kN

## Κέιπο Διήθηση (KA)

Τοίχος	Kx [GN/m]	Ky [GN/m]	x [m]	y [m]	x.Ky	y.Kx	x <sup>2</sup> .Ky	y <sup>2</sup> .Kx
T1	3.508	0.000	7.65	37.78	37.78	132.515	0.000	5005.743
T2	2.621	0.000	22.10	37.78	0.000	99.008	0.000	3740.038
T3	0.000	4.245	28.52	31.15	121.089	0.000	3454.053	0.000
T4	0.000	2.827	28.52	18.42	80.640	0.000	2300.261	0.000
T5	0.000	4.923	28.52	6.35	140.429	0.000	4005.725	0.000
T6	0.000	0.000	7.65	0.40	0.000	2.570	0.000	1.028
T7	5.658	0.000	22.10	0.40	0.000	2.263	0.000	0.905
T8	0.000	5.034	0.40	31.15	2.014	0.000	0.805	0.000
T9	0.000	2.895	0.40	18.42	1.158	0.000	0.463	0.000
T10	0.000	5.251	0.40	6.35	2.100	0.000	0.840	0.000
T11	2.976	0.000	7.85	33.12	0.000	98.565	0.000	3264.477
T12	3.084	0.000	22.30	33.12	0.000	102.142	0.000	3382.946
T13	1.165	0.000	1.91	30.03	0.000	34.991	0.000	1050.948
T14	3.350	0.000	9.13	30.03	0.000	100.617	0.000	3022.039
T15	3.576	0.000	20.47	30.03	0.000	107.405	0.000	3225.914
T16	1.208	0.000	26.93	30.03	0.000	36.282	0.000	1089.738
T17	4.661	0.000	9.53	8.77	0.000	40.854	0.000	358.082
T18	3.708	0.000	20.88	8.77	0.000	32.501	0.000	284.868
T19	5.993	0.000	7.85	5.46	0.000	32.722	0.000	178.661
T20	6.162	0.000	22.30	5.46	0.000	33.645	0.000	183.699
T21	3.154	3.43	13.85	10.818	0.000	0.000	37.106	0.000
T22	4.020	3.43	24.86	13.789	0.000	0.000	47.295	0.000
T23	3.446	25.34	13.99	87.339	0.000	0.000	2213.604	0.000
T24	2.985	25.34	25.01	75.655	0.000	0.000	1917.471	0.000
T25	0.824	7.02	35.44	5.784	0.000	0.000	40.607	0.000
T26	1.230	13.31	35.44	16.371	0.000	0.000	217.902	0.000
T27	1.140	6.61	7.10	7.530	0.000	0.000	49.734	0.000
T28	0.587	25.52	7.10	14.980	0.000	0.000	382.296	0.000
T29	0.914	5.32	2.95	4.862	0.000	0.000	25.868	0.000
T30	1.229	12.74	2.95	15.664	0.000	0.000	199.633	0.000
T31	0.544	1.91	21.76	11.840	0.000	0.000	257.701	0.000
T32	0.520	1.91	13.31	6.921	0.000	0.000	92.121	0.000
T33	1.165	0.000	11.72	13.648	0.000	0.000	159.886	0.000
T34	0.806	0.000	20.03	16.144	0.000	0.000	323.368	0.000
T35	0.806	0.000	17.77	14.323	0.000	0.000	254.513	0.000
T48	0.000	0.824	10.14	8.355	0.000	0.000	84.723	0.000
T51	0.285	0.000	8.57	35.70	0.000	10.175	0.000	363.230
T60	0.539	0.000	26.93	13.20	0.000	7.115	0.000	93.915
T61	0.000	1.404	3.43	7.10	4.816	0.000	16.518	0.000

Συνολικά 58.761[GN/m] 46.932[GN/m] 613.393 936.245 14994.905 26333.820

Κέιπο διήθησης  $x=613.393/46.932=13.07$  m,  $y=936.245/58.761=15.93$  m

Στην επιφάνεια ορόφου  $Ip=14994.905+26333.820-13.07^2 \times 46.932-15.93^2 \times 58.761=18394.498$  [GNm]

Τυχευμένες εκκενρώσεις ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1)  $e_{ix}=0.05 \times 28.90=1.44$  [m],  $e_{iy}=0.05 \times 38.15=1.91$  [m]

Στατικές εκκενρώσεις  $e_{ox}=14.03-14.13=-0.10$  [m],  $e_{oy}=18.19-19.71=-1.52$  [m]

Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])

Οι κλίσεις διεθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y.

Το κτίριο δεν έχει οριζόντια ευαισθησία (ΕΑΚ Ε3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

Οι ισοδύναμες στατικές εκκενρώσεις λαμβάνονται ως:

$e_{ix}=1.50 \times 0.10=-0.15$  [m],  $e_{ix}=0.50 \times 0.10=-0.05$  [m],  $e_{iy}=1.50 \times 1.52=-2.28$  [m],  $e_{iy}=0.50 \times 1.52=-0.76$  [m]

εκκενρώσεις σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

$max_{ex}=-0.05+1.44=1.40$  [m],  $min_{ex}=-0.15-1.44=-1.59$  [m]

$max_{ey}=-0.76+1.91=1.15$  [m],  $min_{ey}=-2.28-1.91=-4.18$  [m]

Μεγιστές οριζόντιες ποσές φορτίου ορόφου λόγω εκκενρώσεων  $max_{ex}$  και  $min_{ey}$

φορτίου κατά x-x  $max_{mx}=1.59 \times 16245=25895$  [kNm]

φορτίου κατά y-y  $max_{my}=4.18 \times 16245=67970$  [kNm]

Προεγγραπτική οριζόντια μετατόπιση ορόφου  $\Delta x=0.001 \times 16245.0/58.761=0.276$  mm

Προεγγραπτική οριζόντια μετατόπιση ορόφου  $\Delta y=0.001 \times 16245.0/46.932=0.346$  mm

#### Ελέγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Ελέγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.1[4] α

Περιγραφή ορόφου  $min_{ix}=0.00$  m,  $max_{ix}=28.90$  m,  $min_{iy}=0.00$  m,  $max_{iy}=38.15$  m

Πάχος κτιρίου  $l_x=28.90$  m,  $l_y=38.15$  m

Λόγος πάχους  $28.90/38.15=0.76 < 4$  ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.1[4].1

Πρόβλεψη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοικίας να μην υπερβαίνουν το 35%

β, γ) Ελέγχος μεταβολής άνοκαψίας και μέγας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.1[4] β, γ.

Η οικόδομη είναι ηονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαψίας και μέγας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.1[4] β, γ.

## ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ

Οι έλεγχοι αυτοσχέδιων (Ευρω-6, 4)

α) Έλεγχος σε αζονικό φορτίο για φορτίο 1.35xg+1.50xq, Nsd<Nrd Ευρω-6 4.4.2

β) Έλεγχος σε αζονικό φορτίο για φορτίο 1.0xg+0.30xq+2.0xh, Nsd<Nrd Ευρω-6 4.4.2

γ) Έλεγχος σε δίκλιση για φορτίο 1.0xg+0.30xq+2.0xh, Vsd<Vrd Ευρω-6 4.5.3

και έλεγχος σε συγκριτική δύναμη φορτίο 1.0xg+0.30xq+2.0xh, Vsd<Vrd Ευρω-6 4.4.8

Ποσοστά έλεγχος για έλεγχο ασφαλείας, πλάτος, ύψος προς πλάτος

συνάρτηση με το εθνικό κριτήριο ασφαλείας του Ευρωκώδικα 6.

Σε κάθε περίπτωση το φορτίο οχεδίαστος Nsd, ή Vsd προορίζεται σαν φορτίο ανά μονάδα πλάτους

από τις ακριβείς ηγείες που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκενρώσεις για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών  $\phi$  και  $\psi$  υπολογίζονται

με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκ-6 4.4.3

Οι ποσές  $M$  στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πλάκων (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ)

Η εκκενρότητα  $e$  υπολογίζεται από την πραγματική ηγεία οριζόντια μετατόπιση λόγω ελαστικότητας

Το μήκος  $L$  για υπολογισμούς  $e$  υπολογίζεται (Ευρωκ-6 4.4.4.3) λαμβάνοντας υπόψη την περιφέρεια ή ολική πλάκων

στην κορυφή και βάση του τοίχου. Για τις κατακόρυφες παρτές λόγω ύψους οριζόντιων στοιχείων

οι συντελεστές  $\beta$ , και  $\beta$  λαμβάνονται επί το συντελεστή  $\beta$  (Ευρωκ-6 4.4.7.2)

Η τυχηματική εκκενρότητα λαμβάνεται  $e = h/450$  (Ευρωκ-6 4.4.7.2)

## Τόξε

736

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 4.75m, πλάτος=0.55m

Αριθμός 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία έλεγχου παραγωγής λιθοσφαιρών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσινή αυτοσχέδια τοιχοποιία  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος  $L$  για  $e = h/450 = 0.0105$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Αυτοσχέδια  $e = h/450 = 0.0105$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Αναθήσεις  $e = h/450 = 0.0105$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πλάτος  $L = 0.550 \text{ m}$  (επιλέγει)

Αυτοσχέδια  $L = 0.550 \text{ m}$  (επιλέγει)

Υψος/μήκος  $L/H = 4.75/15.30 = 0.31 < 3.0$  (επιλέγει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αυτοσχέδιων στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος στην κορυφή  $N_1 = (1.35 \times 107.1 + 1.50 \times 0.0) / 15.30 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη  $f_k$  οχεδίαστος στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 9.45 / 0.55 = 0.017 \text{ N/mm}^2$

Εκκενρότητα  $e$  οριζόντιων φορτίων  $M_1/N_1 = 0$

Εκκενρότητα  $e$  στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκενρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $e_s = h/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκενρότητα  $e$  στην κορυφή  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.0000 + 0.0000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκενρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05 \times 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αυτοσχέδιων  $N_{1d} = N_1 \times \phi_1 = 100 \times 0.90 \times 0.55 \times 4.51 / 2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

$N_{1d} = 9.5 < 1015.9 = N_{1d}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Έλεγχος αυτοσχέδιων στο μέσο  $e$   $N_{1d}$  και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος στο μέσο  $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 843.6 / 15.30) = 39.22 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη  $f_k$  οχεδίαστος στο μέσο  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 39.22 / 0.55 = 0.071 \text{ N/mm}^2$

Εκκενρότητα  $e$  οριζόντιων φορτίων  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.0000 \times 9.5 / 39.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκενρότητα  $e$  στο μέσο  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκενρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $e_s = h/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκενρότητα  $e$  οριζόντιων φορτίων  $e_{hm} + e_s = 0.0000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκενρότητα  $e$  στην κορυφή  $e_1 = M_1/N_1 + e_{hm} + e_s = 0.0000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκενρότητα (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = 0.05 \times 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μέσο  $\phi_m = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος στο μέσο  $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 843.6 / 15.30) = 39.22 \text{ kN/m}$



[Խա Տօփոյ x Տօւթլի] ՈՂԿԳՏ Տօւտէքօծողս ուղեմուլիս չրազ ցառ մուսուղարդնպածա

Տօւթոյ Տէշուտկչօժ Տէքուի Տէւեթօհմուրօծա զԻնո ածործչիւ աւ Տօփոյ օւռ աք ուղիւս ու Տօժի տառ օւր

[The following information was obtained from a review of the files of the Department of Social Services, State of New York, dated 10/1/68.]

Ισόγειο Π37  
 Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 4.75m, πλάτος=0.55m

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρω-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθασμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θάλασσα 4.51 N/mm<sup>2</sup> ΕΚ= 4.51 N/mm<sup>2</sup>

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μηκος αυγιου ηεf=pxh=0.75x 4.75= 3.56 m (Eupok-6, 4.4.4.3)

Ανυπόμνητα ηε/τε/ε= 3.56/0.55= 6.48<27 εναλλάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Ανατίθεται στην Επιτροπή Επικοινωνίας με τα Μέσα Μαζικής Ενημέρωσης

$$\Pi \alpha_{\text{XOS}} \text{ to } \chi_{\text{OU}} = 0.550 \pm 0.240 \text{ m (evt} \alpha_{\text{E1}})$$

$\lambda = 6.48 \times 10^{-15}$  (eV)  $\lambda = 6.48 \times 10^{-15}$  (eV)

$$4.75/13.60 = 0.35 > 3.0 \text{ (svt\%)} \quad \text{XOXOU H/L=}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Εὐχέλωνος Σελίου ἀποστολὴν καὶ ἐπιστολὴν τοῦ Ἰωάννου

$$9.43 \text{ kN/m} = 0.0 / 13.80 = 93.2 + 1.30x \quad 0.017 \text{ N/mm}^2$$

www.nyu.edu 2010/05/06 17:00:00

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $eh_1=0.00000$  m

Τυχνηματική εκκροτική (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=het/450 = 3.56/450=0.00792 m

ERKEVPOLITIK UND KOPFEN (LÖBCK-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{11} + e_s = 0.00000 + 0.$

$\Phi_1 = 1 - 2e^{-1} \approx 0.7358$  (Euler's constant)  $\Phi_2 = 4.4 - 3$   $\Phi_3 = 0.02750 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 4.51 / 2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

9.4 > 1015.9=Nrd ικανοποιείται ο συνδυασμός ο

ՆԱԽԱՐԱԿ

1.  $\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} = \frac{1}{4}$  (Probability of getting two heads)

$\text{E}[\text{K}_{\text{eff}}] = \frac{\text{E}[K]}{1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}}$

Εκκλιτική στο μέσο οριζόντιο λόγο οριζόντιων φορτίων  $\varphi_{\text{hor}}=0.00000$  m

Τύχηται εκκεντρίται (Ευκλ-6.4.4.7.2)  $es=hef/450=3.56/450=0.00792$  m

$$E_{\text{KKEV}}(p_{\text{O}}) = (M_{\text{M}}/N_{\text{M}}) + e_{\text{H}} + e_{\text{S}} = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$$

*(continued)*

$\text{E}(\hat{\beta}) = \beta$ ,  $\text{Var}(\hat{\beta}) = \sigma^2(X'X)^{-1}$

Μετωπικός συνιέλεστος στο πεσίο πέπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_m = 1 - 2\epsilon_m / t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.55 = 0.90$

$$N_1 = (1.35 \times 812.9 + 1.50 \times 0.0) / 13.60 = 80.69 \text{ kN/m}$$
$$M_{\text{eff}} \text{ κατακόρυφη δυνάμει } \sigma_{\text{eff}} = 0.001 \times 80.69 / 0.55 = 0.147 \text{ N/mm}^2$$
[illegible]

Τυχηατική εκκλιτική (Ευκλ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 3.56/4

Εκκεντρίτητα στην βάση (Eupark-6 4.4.3)  $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.000000 + 0.000000 + 0.$

Ελαχίστη εκκλιση (Ευκλ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m

[illegible]

00--=poxash wj3x1010 w0w3p0w03w3w m1m0w3v310p0 0p0 w0w1 wj1w1w0w w0w0w0w1w1 w101w3w

ՏՅՃՈՒԾՅԱՆ ՔԱՆԱ ԻՄԱՅՅ ՆՈՅՅՃՈՒԹՅԱՆ ՆՈՅՅՃՈՒԹՅԱՆ ԿՈՆՎԵՐՏԻՐՈՒՄ ԵՎ ՉՄԵ ԻՅԻՄԱԿՈՒՄ ՈՍՈՒ ԿՈՔԻ ԿԻՈՒՆՅԱՆ ԻՆՏԵՂԵԿՏՈՒԱԿԱՆ ԿՈՆՎԵՐՏԻՐՈՒՄ

(ընթացումը և արդյունքները) ընդհանուր առմամբ համահունչ են հետազոտված հարցերին:

[illegible]

737 01340510



## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΦΩΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΙΟΛΙΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_{Ed} = (1.00x \ 95.2 + 0.30x \ 0.0) / 13.60 = 7.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{Edo} = 0.001x \ 7.00 / 0.55 = 0.013 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου βάσει της στήλης στην κορυφή  $M_{Ed} / N_{Ed} = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.0068 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s1} = e_{h1} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_{1} = M_{Ed} / N_{Ed} + e_{h1} + e_{s1} = 0.00000 + 0.00068 + 0.00792 = 0.00860 \text{ m}$ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΕΛΕΥΣΤΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{1} = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2x0.02750 / 0.55 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{Ed} = \phi_1 \cdot t \cdot f_{yk} / \gamma_M = 1000x0.90x0.55x \ 4.51 / 2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$ 

Nsd = 7.0 &lt; 1015.9=NEd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΛΟ ΠΛΗΝΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΙΟΛΙΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο πεδαλό πλήντο  $N_{Ed} = (7.00 + 0.40x1.00x \ 717.7 / 13.60) = 28.11 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο πεδαλό πλήντο  $\sigma_{Edo} = 0.001x \ 28.11 / 0.55 = 0.051 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου βάσει του πεδαλού στο πεδαλό πλήντο  $M_{Ed} / N_{Ed} = 0.20x0.00000x \ 7.0 / 28.11 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο πεδαλό λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00034 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s1} = e_{h1} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_{m1} = (M_{Ed} / N_{Ed}) + e_{h1} + e_{s1} = 0.00000 + 0.00034 + 0.00792 = 0.00826 \text{ m}$ Η αυξημένη είναι  $\leq 15 \text{ mm}$  (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο πεδαλό πλήντο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_{m1} = e_{m1} + e_k = 0.00826 + 0.00000 = 0.00826 \text{ m}$ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΕΛΕΥΣΤΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΛΟ ΠΛΗΝΤΟ (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{m1} = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο πεδαλό πλήντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_{m1} = 1 - 2e_{m1} / t = 1 - 2x0.02750 / 0.55 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N_{Ed} = (1.00x \ 812.9 + 0.30x \ 0.0) / 13.60 = 59.77 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_{Edo} = 0.001x \ 59.77 / 0.55 = 0.109 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_{Ed} / N_{Ed} = 0.00000x \ 7.0 / 59.77 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00068 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s1} = e_{h1} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_{1} = M_{Ed} / N_{Ed} + e_{h1} + e_{s1} = 0.00000 + 0.00068 + 0.00792 = 0.00860 \text{ m}$ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΕΛΕΥΣΤΗΣ ΣΤΗΝ ΒΑΣΗ (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{1} = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2x0.02750 / 0.55 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{Ed} = \phi_1 \cdot t \cdot f_{yk} / \gamma_M = 1000x0.90x0.55x \ 4.51 / 2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη τάση από απορρόφηση πεπερασμένων στοιχείων  $\sigma_{max} = -0.932 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεις εκτός των περικόχων συγκρίνονται με τις αντίστοιχες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000x0.55x \ 0.932 = 512.7 \text{ kN/m}$ 

Nsd = 512.7 &lt; 1015.9=NEd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΣΤΗΡΗ ΦΩΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση δίδεται από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $\sigma_{max} = 0.282 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεις εκτός των περικόχων συγκρίνονται με τις αντίστοιχες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τάση σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000x0.55x \ 0.282 = 155.3 \text{ kN/m}$ Χαρακτηριστική δισιμνητική αντοχή  $f_{tk} = 0.70x \ (f_{tk} + 0.4x \ 0.932) = 0.366 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{max} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{tk} = 0.366 \text{ N/mm}^2$ Τιμή σχεδιασμού αντοχής  $N_{Ed} = f_{tk} \cdot t \cdot \gamma_M$  (Ευρωκ-6.4.5.3) $N_{Ed} = 1000x0.366x0.55 / 2.20 = 91.5 \text{ kN/m}$  $N_{sd} = 155.3 > 91.5 = N_{Ed}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

## ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΛΛΗΨΕΩΝ ΣΥΚΥΡΩΜΑΤΟΣ (Εθν. Κετ.π. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

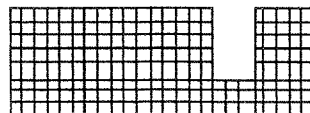
Στο πάνω μέρος του ιολίου και στο ύψος των υποθροων τυχόν παρονομαζόμενες μικρές εφεκτικές τάσεις

παράγονται από ανεξ. σιμνησμούς σκυρόδεματος 55x20 [N/mm<sup>2</sup> x ύψος cm]

με ελάχιστο σιμνησμό 4φ14 (και συνδέτηρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Λίθοδομη 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματος Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Ελκυστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $\eta_{ef} = 0.75 \times 4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)

Λυγιστική  $\eta_{ef}/t_{ef} = 3.56/0.55 = 6.48 < 27$  επιδέει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις έγκρισης και ελέγχου Ευρωκ6

Διαστατική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $\geq 0.240 \text{ m}$  (επιδείει)

Λυγιστική  $\lambda = 6.48 < 15$  (επιδείει)

Υψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/14.00 = 0.34 < 3.0$  (επιδείει)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\phi_{01} = 1.35 \times g + 1.50 \times q$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{χρδ} = 0.001 \times 56.0 + 1.50 \times 0.0 = 0.084 \text{ N/mm}^2$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{χρδ} = 0.001 \times 56.0 + 1.50 \times 0.0 = 0.084 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta = 0$

Τυχηματική εκκεντρότητα  $e = 3.56/4.75 = 0.75 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e = 0.0000 + 0.0000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα  $\phi = 4.4.3$   $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$

Μετακίνηση συντελεστής στην κορυφή  $\phi = 4.4.3$   $\phi = 1 - 2e/t = 1 - 2 \times 0.0275/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής  $N_{sd} = 1015.9 \text{ kN/m}$

Ελέγχος αντοχής στο μέσο  $N_{sd} = 1015.9 \text{ kN/m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 859.4/14.00 = 38.55 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{χρδ} = 0.001 \times 38.55/0.55 = 0.070 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta = 0.20 \times 0.0000 \times 5.4/38.55 = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα  $e = 3.56/4.75 = 0.75 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e = 0.0000 + 0.0000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα  $\phi = 4.4.3$   $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$

Μετακίνηση συντελεστής στο μέσο  $\phi = 4.4.3$   $\phi = 1 - 2e/t = 1 - 2 \times 0.0275/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 915.4 + 1.50 \times 0.0 = 1242.8 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{χρδ} = 0.001 \times 1242.8/0.55 = 0.160 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta = 0.0000 \times 5.4/1242.8 = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα  $e = 3.56/4.75 = 0.75 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e = 0.0000 + 0.0000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα  $\phi = 4.4.3$   $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$

Μετακίνηση συντελεστής στο μέσο  $\phi = 4.4.3$   $\phi = 1 - 2e/t = 1 - 2 \times 0.0275/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα  $\phi = 4.4.3$   $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$

Μετακίνηση συντελεστής στην βάση  $\phi = 4.4.3$   $\phi = 1 - 2e/t = 1 - 2 \times 0.0275/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα  $\phi = 4.4.3$   $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$

Μετακίνηση συντελεστής στην βάση  $\phi = 4.4.3$   $\phi = 1 - 2e/t = 1 - 2 \times 0.0275/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.217 = 119.3 \text{ kN/m}$

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\phi_{01} = 1.00 \times g + 0.30 \times q$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{χρδ} = 0.001 \times 56.0 + 0.30 \times 0.0 = 0.056 \text{ N/mm}^2$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{χρδ} = 0.001 \times 56.0 + 0.30 \times 0.0 = 0.056 \text{ N/mm}^2$

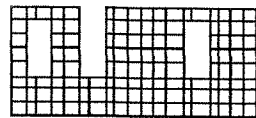
Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.0068$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=3.56/450=0.00792$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+h_1+e_s=0.00000+0.00068+0.00792=0.00860$  m  
Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00034+0.00792=0.00826$  m  
Η τυχηματική εκκεντρότητα είναι  $\leq 15$  δα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπονιστού  $e_k=0$   
Εκκεντρότητα στο ηεσάτο πέλμα (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.00826+0.00000=0.00826$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m  
Μετωικός συντελεστής στο ηεσάτο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.027/0.55=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάτο πέλμα  $N_m=(4.00+0.40 \times 1.00 \times 859.4/14.00)=28.55$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάτο πέλμα  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 28.55/0.55=0.052$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο ηεσάτο πέλμα  $M_m/N_m=0.20 \times 0.0000 \times 4.0/28.6=0.00000$  m  
Εκκεντρότητα στο ηεσάτο πέλμα λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm}=0.00034$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=3.56/450=0.00792$  m  
Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00034+0.00792=0.00826$  m  
Η τυχηματική εκκεντρότητα είναι  $\leq 15$  δα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπονιστού  $e_k=0$   
Εκκεντρότητα στο ηεσάτο πέλμα (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.00826+0.00000=0.00826$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+h_1+e_s=0.00000+0.00068+0.00792=0.00860$  m  
Εκκεντρότητα οφειλόμενη στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.02750/0.55=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού από ηονδία  $N_{sd}=\phi_1 M_1/t_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 4.51/2.20=1015.9$  kN/m  
Nsd = 482.8 < 1015.9=Nsd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος σε διάτνηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2.00xw (Ευρωκ-6, 5.2)  
Μέγιστη τάση διάτνησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{max}=0.292$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για πηρίοχες ιδεων εκτός των πηρίοχων συγκεντρώσεων ιδεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά) Μέγιστη τιμή σχεδιασμού  $t_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.292=160.8$  kN/m  
Χαρακτηριστική διατηρητική αντίστροφη  $t_k=0.70 \times (t_k+0.4 \times \sigma_d)$  (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))  $t_k=0.70 \times (0.15+0.4 \times 0.878)=0.351$  N/mm<sup>2</sup>,  $\max t_k=1.000$  N/mm<sup>2</sup>, και  $t_k=0.351$  N/mm<sup>2</sup>  
Τιμή σχεδιασμού από αντίστροφη  $t_{sd}=t_k \cdot t/\gamma_M$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  $t_{sd}=1000 \times 0.351 \times 0.55/2.20=87.7$  kN/m  
Vsd = 160.8 > 87.7=Nsd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος σε διάτνηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2.00xw (Ευρωκ-6, 5.2)  
Μέγιστη τάση διάτνησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{max}=0.292$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για πηρίοχες ιδεων εκτός των πηρίοχων συγκεντρώσεων ιδεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά) Μέγιστη τιμή σχεδιασμού  $t_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.292=160.8$  kN/m  
Χαρακτηριστική διατηρητική αντίστροφη  $t_k=0.70 \times (t_k+0.4 \times \sigma_d)$  (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))  $t_k=0.70 \times (0.15+0.4 \times 0.878)=0.351$  N/mm<sup>2</sup>,  $\max t_k=1.000$  N/mm<sup>2</sup>, και  $t_k=0.351$  N/mm<sup>2</sup>  
Τιμή σχεδιασμού από αντίστροφη  $t_{sd}=t_k \cdot t/\gamma_M$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  $t_{sd}=1000 \times 0.351 \times 0.55/2.20=87.7$  kN/m  
Vsd = 160.8 > 87.7=Nsd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ισόγειο Τ39 Διαστάσεις μήκος=11.15m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m



Λιθοδομή 0.55  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιτών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Ελαστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k=4.51$  N/mm<sup>2</sup>

Επί ηέρουσ συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μήκος τυλιγμού  $h_{ef}=p_k \times h=0.75 \times 4.75=3.56$  m (Ευρωκ-6, 4.4.3)  
Ανυψότητα  $h_{ef}/t_{ef}=3.56/0.55=6.48 < 27$  επιδέει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις θένικου κείθενου εφάρμολης Ευρωκώικα

Πάχος τοίχου  $=0.550 > 0.240$  m ( επιδέει)  
Ανυψότητα  $\gamma=6.48 < 15$  ( επιδέει)

Ψος/μήκος τοίχου  $h/L=4.75/11.15=0.43 < 3.0$  ( επιδέει)





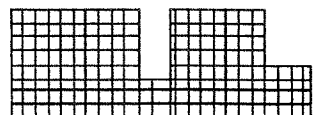












Αίθροισμα 0.55  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιρών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θάλασσα αεροχρήσιμη τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συνιστάται σφαγιασμός υλικού  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = p \cdot x_h = 0.75 \times 4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμός  $h_{ef}/t_{ef} = 3.56/0.55 = 6.48 < 27$  επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Ανατίθεται Εθνικός κριτήριο σφαιρικής Ευρωκώδικα

Διατάσσεται τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $= 0.550 > 0.240 \text{ m}$  (επιδέξει)

Λυγισμός  $\gamma = 6.48 < 15$  (επιδέξει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/14.00 = 0.34 < 3.0$  (επιδέξει)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αεροχρήσιμη κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στην κορυφή  $N_i = (1.35x \ 56.0+1.50x \ 0.0)/14.00 = 5.40 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 5.40/0.55 = 0.010 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απδισμ}} \eta$  στην κορυφή  $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\lambda_{\text{δλσ}} \text{ οριζοντιών φορτίων } e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος συνιστάται στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο αεροχρήσιμη από πάνω  $N_{sd} = \Phi \cdot M \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.55x \ 4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 5.4 < 1015.9 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αεροχρήσιμη

Ελέγχος αεροχρήσιμη στο μέσο  $\eta$  και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στο μέσο  $\eta$   $N_m = (5.40+0.40x1.35x \ 817.5/14.00) = 36.93 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στο μέσο  $\eta$   $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 36.93/0.55 = 0.067 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απδισμ}} \eta$  στο μέσο  $\eta$   $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \ 5.4/36.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $\lambda_{\text{δλσ}} \text{ οριζοντιών φορτίων } e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειδόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Η λυγιστική είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα  $\lambda_{\text{δλσ}} \text{ ερυσμοφ } e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $\eta$  (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.00792 + 0.00000 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος συνιστάται στο μέσο  $\eta$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στην βάση  $N_i = (1.35x \ 873.5+1.50x \ 0.0)/14.00 = 84.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στην βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 84.23/0.55 = 0.153 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_i/N_i = 0.00000x \ 5.4/84.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $\lambda_{\text{δλσ}} \text{ οριζοντιών φορτίων } e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος συνιστάται στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο αεροχρήσιμη από πάνω  $N_{sd} = \Phi \cdot M \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.55x \ 4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

Μέσος  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi \cdot t = 1-2e_i/t = 1-2x0.02750/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αεροχρήσιμη από πάνω  $N_{sd} = \Phi \cdot M \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.55x \ 4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$   $\eta$  στην βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 1015.9 = 1.016 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επένδυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχτες

τάσεις εκτός των περικοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήλες  $\delta_{\text{απδισμ}} \eta$  που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  από πάνω  $N_{sd} = 1000x0.55x \ 0.296 = 162.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 162.9 < 1015.9 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αεροχρήσιμη

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.00xg+0.30xq+ελεγχός$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αεροχρήσιμη κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στην κορυφή  $N_i = (1.00x \ 56.0+0.30x \ 0.0)/14.00 = 4.00 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{x_{\text{ερδισμοφ}}}$  στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 4.00/0.55 = 0.007 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απδισμ}} \eta$  στην κορυφή  $M_i/N_i = 0$



## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Φόρτιση 1.35xg+1.50xg (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν<sub>1</sub>=(1.35x 45.8+1.50x 0.0)/11.45= 5.40 kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σ<sub>σδο</sub>=0.001x 5.40/ 0.55= 0.010 N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου βάσει της στρέψης Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>=0Εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων ε<sub>h1</sub>=0.0000 mΤυχηματική εκκεντρότητα ε<sub>s</sub>=h<sub>ef</sub>/450= 3.56/450=0.00792 mΕκκεντρότητα στην κορυφή ε<sub>1</sub>=Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>+e<sub>h1</sub>+e<sub>s</sub>= 0.0000+0.0000+0.00792=0.00792 mΕλκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) ε<sub>1</sub>=0.05t=0.05x0.55=0.02750 mΜειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ<sub>1</sub>=1-2ε<sub>1</sub>/t=1-2x0.02750/0.55=0.90Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Ν<sub>rd</sub>=Φ<sub>1</sub>Μ=1000x0.90x0.55x 4.51/2.20= 1015.9kN/mN<sub>sd</sub>= 5.4 < 1015.9=N<sub>rd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΛΟ ΠΕΡΙΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο πεδαλό περικό Ν<sub>1</sub>=( 5.40+0.40x1.35x 641.1/11.45)= 35.64 kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο πεδαλό σ<sub>σδο</sub>=0.001x 35.64/ 0.55= 0.065 N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου βάσει της στρέψης Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>=0.00000x 5.4/ 35.6=0.00000 mΕκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων ε<sub>h1</sub>=0.00000 mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2) ε<sub>s</sub>=h<sub>ef</sub>/450= 3.56/450=0.00792 mΕκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία ε<sub>m</sub>=(Μ<sub>m</sub>/Ν<sub>m</sub>)+e<sub>h1</sub>+e<sub>s</sub>=0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 mΗ λυγηρότητα είναι ≤15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπονισμού e<sub>k</sub>=0Εκκεντρότητα στο πεδαλό περικό (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>m</sub>=e<sub>m</sub>+e<sub>k</sub>=0.00792+0.00000=0.00792 mΕλκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>m</sub>=0.05t=0.05x0.55=0.02750 mΜειωτικός συντελεστής στο πεδαλό περικό (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ<sub>m</sub>=1-2ε<sub>m</sub>/t=1-2x0.027/0.55=0.90Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση Ν<sub>1</sub>=(1.35x 686.9+1.50x 0.0)/11.45= 80.99 kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση σ<sub>σδο</sub>=0.001x 80.99/ 0.55= 0.147 N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>=0.00000x 5.4/ 81.0=0.00000 mΕκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων ε<sub>h1</sub>=0.00000 mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2) ε<sub>s</sub>=h<sub>ef</sub>/450= 3.56/450=0.00792 mΕκκεντρότητα στην βάση ε<sub>1</sub>=Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>+e<sub>h1</sub>+e<sub>s</sub>= 0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 mΕλκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>1</sub>=0.05t=0.05x0.55=0.02750 mΜειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ<sub>1</sub>=1-2ε<sub>1</sub>/t=1-2x0.02750/0.55=0.90Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Ν<sub>rd</sub>=Φ<sub>1</sub>Μ=1000x0.90x0.55x 4.51/2.20= 1015.9kN/mΜέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτρίψιμα περειασμένων στοιχείων max<sub>σθ</sub>=-0.234 N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση περειασμένων στοιχείων είναι για περικότεις

τάσεων εκτός των περιόχων συκλινόμενης τάσεων στις στρίψεεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους Ν<sub>sd</sub>=1000x0.55x 0.234= 128.7 kN/mN<sub>sd</sub>= 128.7 < 1015.9=N<sub>rd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+2επιρροές (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν<sub>1</sub>=(1.00x 45.8+0.30x 0.0)/11.45= 4.00 kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σ<sub>σδο</sub>=0.001x 4.00/ 0.55= 0.007 N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου βάσει της στρέψης Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>=0Εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων ε<sub>h1</sub>=0.00068 mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2) ε<sub>s</sub>=h<sub>ef</sub>/450= 3.56/450=0.00792 mΕκκεντρότητα στην κορυφή ε<sub>1</sub>=Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>+e<sub>h1</sub>+e<sub>s</sub>= 0.00000+0.00068+0.00792=0.00860 mΕλκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>1</sub>=0.05t=0.05x0.55=0.02750 mΜειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ<sub>1</sub>=1-2ε<sub>1</sub>/t=1-2x0.02750/0.55=0.90Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Ν<sub>rd</sub>=Φ<sub>1</sub>Μ=1000x0.90x0.55x 4.51/2.20= 1015.9kN/mN<sub>sd</sub>= 4.0 < 1015.9=N<sub>rd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΛΟ ΠΕΡΙΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο πεδαλό περικό Ν<sub>1</sub>=( 4.00+0.40x1.00x 641.1/11.45)= 26.40 kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο πεδαλό σ<sub>σδο</sub>=0.001x 26.40/ 0.55= 0.048 N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου βάσει της στρέψης Μ<sub>m</sub>/Ν<sub>m</sub>=0.20x0.00000x 4.0/ 26.4=0.00000 mΕκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων ε<sub>h1</sub>=0.00034 mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2) ε<sub>s</sub>=h<sub>ef</sub>/450= 3.56/450=0.00792 mΕκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία ε<sub>m</sub>=(Μ<sub>m</sub>/Ν<sub>m</sub>)+e<sub>h1</sub>+e<sub>s</sub>=0.00000+0.00034+0.00792=0.00826 mΗ λυγηρότητα είναι ≤15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπονισμού e<sub>k</sub>=0Εκκεντρότητα στο πεδαλό περικό (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>m</sub>=e<sub>m</sub>+e<sub>k</sub>=0.00826+0.00000=0.00826 mΕλκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>m</sub>=0.05t=0.05x0.55=0.02750 mΜειωτικός συντελεστής στο πεδαλό περικό (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ<sub>m</sub>=1-2ε<sub>m</sub>/t=1-2x0.027/0.55=0.90

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d = (1.00x686.9+0.30x0.0)/11.45 = 59.99 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001x59.99/0.55 = 0.109 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_d/N_d = 60.0/0.00000x4.0/60.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00068 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_d/N_d + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00068 + 0.00792 = 0.00860 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{1min} = 0.05x0.05x0.55 = 0.002750 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1-2e_1/t = 1-2x0.02750/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αυτοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi \cdot N_d = 1000x0.90x0.55x4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη ελκυστική τάση από αποτελεσθέντα πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{s1} = 0.713 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεις εκτός των περικοχών συγκρίσιμες τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέφνουσας ανά μονάδα μήκους  $V_{sd} = 1000x0.55x0.283 = 155.8 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αυτοχής  $V_k = 0.70x(V_{kd} + 0.4xV_{sd})$  (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$V_k = 0.70x(0.150 + 0.4x0.713) = 0.305 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max V_k = 1.00 \text{ N/mm}^2$ , και  $V_k = 0.305 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αυτοχής έναντι τέφνουσας  $V_{rd} = V_k \cdot t \cdot \gamma_M$  (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000x0.305x0.55/2.20 = 76.2 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 155.8 > 76.2 = V_{rd}$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέφνουσας σε ορισκή κατάσταση αυτοχίας

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΜΟΙΟΤΗΤΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Εθν. Κετμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρυφων τοιχοφών παραρτημάτων  $55x20$  [πλάτος x ύψος cm] παραβάλλονται από εσλς ομολογούμενους σκυροδέματος  $55x20$  [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό  $\phi 14$  (και συντελεστής  $\phi 8/20$ ) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

### Ισόγειο

745

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Αιθούσα 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσινή αυτοχής τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = p_{xh} = 0.75x4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)

Λυγρότητα  $h_{ef}/t_{ef} = 3.56/0.55 = 6.48 < 27$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις βενικών καιένων εφαρμογής Ευρωκ6.4.6

Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου  $= 0.550 > 0.240 \text{ m}$  ( επιδέξι)

Λυγρότητα  $\lambda = 6.48 < 15$  ( επιδέξι)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/l = 4.75/12.70 = 0.37 < 3.0$  ( επιδέξι)

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΦΟΡΤΙΟΝ $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αυτοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.35x50.8+1.50x0.0)/12.70 = 5.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x5.40/0.55 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στήλης στην κορυφή  $M_d/N_d = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_d/N_d + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{1min} = 0.05x0.05x0.55 = 0.002750 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1-2e_1/t = 1-2x0.02750/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αυτοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi \cdot N_d = 1000x0.90x0.55x4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 5.4 < 1015.9 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε ορισκή κατάσταση αυτοχίας



ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΔΗΜΗΘΗ ΦΟΡΤΙΟΝ  $1.00xg+0.30xq+2ετορ6$  (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάνη διδμήνης από επένδυση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{max} = 0.319 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάνη που προκύπτει από την επένδυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεων εκτός των περικοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήλεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού από συνδυασμό ελέγχου  $V_{sd} = 1000x0.55x0.319 = 175.4 \text{ KN/m}$

Χαρακτηριστική διατηρητική αντοχή  $F_{tk} = 0.70x(F_{tk} + 0.4x\sigma_d)$  (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$F_{tk} = 0.70x(0.150 + 0.4x0.888) = 0.354 \text{ N/mm}^2$ ,  $max F_{tk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $F_{tk} = 0.354 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έγκυρ  $V_{rd} = F_{tk} \cdot t \cdot \gamma_M$  (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000x0.354x0.55/2.20 = 88.4 \text{ KN/m}$

$V_{sd} = 175.4 > 88.4 = V_{rd}$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση στοχής

## Σε ελέγχοντων ογκοπέδων (Εθν. Κετ.μ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνα πέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερέσεων του δόκου από ογκοπέδων  $55x20$  [πλάτος x ύψος cm]

παράλληλα είναι από ελέγχοντων ογκοπέδων  $55x20$  [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο ογκοπέδων  $4\phi 14$  (και συνδέτηρες  $\phi 8/20$ ) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

## Ισόγειο

T46

Διαστάσεις μήκος=10.30m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.45m

Λιθοδομή 0.45

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοδομής I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλαστική αντοχή τοιχοποιίας  $F_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί πέρος συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = p_{xh} = 0.75x4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμός  $h_{ef}/t_{ef} = 3.56/0.45 = 7.92 < 27$  επιδέει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

## Απαιτήσεις έθνικων κειμένων εφαρμογής Ευρωκ-6

Διαστατική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $= 0.450 > 0.240 \text{ m}$  (επιδεί)

Λυγισμός  $\lambda = 7.92 < 15$  (επιδεί)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/10.30 = 0.46 < 3.0$  (επιδεί)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i = (1.35x0.0 + 1.50x0.0) / 10.30 = 0.00 \text{ KN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάνη σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x0.00 / 0.45 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{αντ}} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.02250/0.45 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντάστασης από έλεγχο  $N_{td} = \phi_i \cdot M_{td} = 1.00x0.90x0.45x4.51/2.20 = 831.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 831.2 = N_{td}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση στοχής

Ελέγχος αντοχής στο ηεαίο πένητο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεαίο πένητο  $N_m = (0.00 + 0.40x1.35x488.6/10.30) = 25.62 \text{ KN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάνη σχεδιασμού στο ηεαίο πένητο  $\sigma_{sdo} = 0.001x25.62/0.45 = 0.057 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{αντ}} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο ηεαίο πένητο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οριζόντιας φορτίου  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στο ηεαίο πένητο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στο ηεαίο πένητο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$

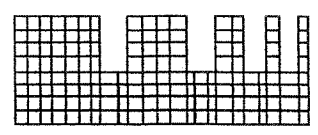
Μειωτικός συντελεστής στο ηεαίο πένητο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.02250/0.45 = 0.90$





Εντάλση οπλισμένου αγκυρώματος (βλ. κελ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)  
Στο πάτωμα πέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερώων τοιχοπλάκων παρονομαζόμενες μικρές εφεκτικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάριο οπλισμένου αγκυρώματος 45x20 [πάχος x ύψος cm]  
με ελάχιστο οπλισμό 4φ14 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο Π47 Διαστάσεις μήκος=13.56m, πλάτος= 4.75m, πάχος=0.45m



Αιθροισμ 0.45  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Ελαστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $\eta_{ef}=\rho_{xh}=0.75x$  4.75= 3.56 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)  
Ανυψώση  $\eta_{ef}/t_{ef}=3.56/0.45=7.92<27$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις βενικών καιένων εφαρμογής Ευρωκδίκια

Πάχος τοίχου= 0.450 >= 0.240 m ( επιδέξι)  
Ανυψώση  $\lambda = 7.92 < 15$  ( επιδέξι)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/13.56 = 0.35 < 3.0$  ( επιδέξι)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i = (1.35x \ 0.0+1.50x \ 0.0) / 13.56 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 0.00 / 0.45 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$

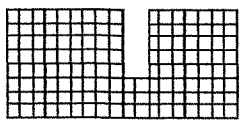
Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta_{ef} = 0.0000 \text{ m}$





Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.00068$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=3.56/450=0.00792$  m  
Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.00000+0.00068+0.00792=0.00826$  m  
Η λυγρότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_m=e_m+e_k=0.00826+0.00000=0.00826$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m  
Μετωικός συντελεστής στο μέσο  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.02750/0.55=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο  $N_m=(7.00+0.40 \times 1.00 \times 662.0/12.20)=28.70$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσο  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 28.70/0.55=0.052$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου βάσης  $N_m/N_b=0.20 \times 0.00000 \times 7.0/28.7=0.00000$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.00034$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=3.56/450=0.00792$  m  
Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.00000+0.00034+0.00792=0.00826$  m  
Η λυγρότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_m=e_m+e_k=0.00826+0.00000=0.00826$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m  
Μετωικός συντελεστής στην βάση  $\phi_b=1-2e_1/t=1-2 \times 0.02750/0.55=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N_b=1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 4.51/2.20=1015.9$  kN/m  
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.943=518.9$  kN/m  
NsD = 518.9 < 1015.9=N<sub>rd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2επίσης (Ευρωκ-6.4.5.3)  
Μέγιστη τάση διάτμησης από ετήσια περπατητέα στοιχεία  $t_{max}=0.307$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την ετήσια περπατητέα στοιχεία είναι για περίοχες τάσεων εκτός των περιόχων συγκεντρώσεων τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.307=168.9$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη διατμική τάση από μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.943=518.9$  kN/m  
Τμή ορθόγων αντοχής είναι  $t_{ef}=t_{ef} \times V_{id}=t_{ef} \times V_{id}$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{id}=1000 \times 0.369 \times 0.55/2.20=92.3$  kN/m  
 $V_{sd}=168.9 > 92.3=V_{id}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας  
Ενδλ οριζόντιων ακροδεκτών (Εθν. Κετ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)  
Στο πλάτος της τοίχου και στο ύψος των υπερθεμάτων υψών παραρτημάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1) και για αντοχή αντοχής  $t_k=4.51$  N/mm<sup>2</sup>  
Επί της οριζόντιας οριζόντιας ακροδεκτών υψών  $V_{id}=2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.2.3)  
Μήκος λυγισμού  $h_{ef}=p_x=0.75 \times 4.75=3.56$  m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)  
Λυγρότητα  $h_{ef}/t_{ef}=3.56/0.55=6.48 < 27$  επιδέχεται (Ευρωκ-6, 4.4.6)  
Αντιστάσεις βενικών καιμένων εφαρμογής Ευρωκ-6



Ισόγειο T50 Διαστάσεις μήκος=10.49m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m

Διορθώσεις μήκος=10.49m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m  
Αντιστάσεις μήκος=10.49m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2επίσης (Ευρωκ-6.4.5.3)  
Μέγιστη τάση διάτμησης από ετήσια περπατητέα στοιχεία  $t_{max}=0.307$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την ετήσια περπατητέα στοιχεία είναι για περίοχες τάσεων εκτός των περιόχων συγκεντρώσεων τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.307=168.9$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη διατμική τάση από μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.943=518.9$  kN/m  
Τμή ορθόγων αντοχής είναι  $t_{ef}=t_{ef} \times V_{id}=t_{ef} \times V_{id}$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{id}=1000 \times 0.369 \times 0.55/2.20=92.3$  kN/m  
 $V_{sd}=168.9 > 92.3=V_{id}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2επίσης (Ευρωκ-6.4.5.3)  
Μέγιστη τάση διάτμησης από ετήσια περπατητέα στοιχεία  $t_{max}=0.307$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την ετήσια περπατητέα στοιχεία είναι για περίοχες τάσεων εκτός των περιόχων συγκεντρώσεων τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.307=168.9$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη διατμική τάση από μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.943=518.9$  kN/m  
Τμή ορθόγων αντοχής είναι  $t_{ef}=t_{ef} \times V_{id}=t_{ef} \times V_{id}$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{id}=1000 \times 0.369 \times 0.55/2.20=92.3$  kN/m  
 $V_{sd}=168.9 > 92.3=V_{id}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2επίσης (Ευρωκ-6.4.5.3)  
Μέγιστη τάση διάτμησης από ετήσια περπατητέα στοιχεία  $t_{max}=0.307$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την ετήσια περπατητέα στοιχεία είναι για περίοχες τάσεων εκτός των περιόχων συγκεντρώσεων τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.307=168.9$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη διατμική τάση από μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.943=518.9$  kN/m  
Τμή ορθόγων αντοχής είναι  $t_{ef}=t_{ef} \times V_{id}=t_{ef} \times V_{id}$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{id}=1000 \times 0.369 \times 0.55/2.20=92.3$  kN/m  
 $V_{sd}=168.9 > 92.3=V_{id}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2επίσης (Ευρωκ-6.4.5.3)  
Μέγιστη τάση διάτμησης από ετήσια περπατητέα στοιχεία  $t_{max}=0.307$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την ετήσια περπατητέα στοιχεία είναι για περίοχες τάσεων εκτός των περιόχων συγκεντρώσεων τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.307=168.9$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη διατμική τάση από μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.943=518.9$  kN/m  
Τμή ορθόγων αντοχής είναι  $t_{ef}=t_{ef} \times V_{id}=t_{ef} \times V_{id}$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{id}=1000 \times 0.369 \times 0.55/2.20=92.3$  kN/m  
 $V_{sd}=168.9 > 92.3=V_{id}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2επίσης (Ευρωκ-6.4.5.3)  
Μέγιστη τάση διάτμησης από ετήσια περπατητέα στοιχεία  $t_{max}=0.307$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την ετήσια περπατητέα στοιχεία είναι για περίοχες τάσεων εκτός των περιόχων συγκεντρώσεων τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.307=168.9$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη διατμική τάση από μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.943=518.9$  kN/m  
Τμή ορθόγων αντοχής είναι  $t_{ef}=t_{ef} \times V_{id}=t_{ef} \times V_{id}$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{id}=1000 \times 0.369 \times 0.55/2.20=92.3$  kN/m  
 $V_{sd}=168.9 > 92.3=V_{id}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2επίσης (Ευρωκ-6.4.5.3)  
Μέγιστη τάση διάτμησης από ετήσια περπατητέα στοιχεία  $t_{max}=0.307$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την ετήσια περπατητέα στοιχεία είναι για περίοχες τάσεων εκτός των περιόχων συγκεντρώσεων τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.307=168.9$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη διατμική τάση από μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.943=518.9$  kN/m  
Τμή ορθόγων αντοχής είναι  $t_{ef}=t_{ef} \times V_{id}=t_{ef} \times V_{id}$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{id}=1000 \times 0.369 \times 0.55/2.20=92.3$  kN/m  
 $V_{sd}=168.9 > 92.3=V_{id}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας



Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  στη βάση  $N_1 = (1.00x732.0 + 0.30x0.0)/10.49 = 69.78 \text{ KN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\delta\omicron\delta\omicron}$  στη βάση  $\sigma_{\delta\omicron\delta\omicron} = 0.001x69.78/0.55 = 0.127 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.00000x7.0/69.8 = 0.00000 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00068 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στη βάση  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00068 + 0.00792 = 0.00860 \text{ m}$   
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{l1} = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$   
Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_{l1}/t = 1 - 2x0.02750/0.55 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $N_{rd}$  ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_1 \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.55x4.51/2.20 = 1015.9 \text{ KN/m}$   
Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από απορρόγηση  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  στοίχιες  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma} = -1.000 \text{ N/mm}^2$   
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοχες τάσεων εκτός των περιόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη τιμή  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  ανά μονάδα μήκους  $V_{sd} = 1000x0.55x0.323 = 177.5 \text{ KN/m}$   
(Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))  $f_{tk} = 0.70x(0.150 + 0.4x1.000) = 0.385 \text{ N/mm}^2$ ,  $max f_{tk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{tk} = 0.385 \text{ N/mm}^2$   
Τιμή  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  αντοχής έναντι τήνωσης  $V_{td} = f_{tk} \cdot t \cdot \gamma_M$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{td} = 1000x0.385x0.55/2.20 = 96.2 \text{ KN/m}$   
 $V_{sd} = 177.5 > 96.2$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε οριακή κατάσταση αστοχίας

**Ενδλ οπλισμένων κυρδοέματος (Εθν. Κεπ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)**

Στο πλω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρβυθων τυχόν παρονομαζόμενες ριζες εφελαυντικές τάσεις παρατηρούνται από ενδλ οπλισμένους κυρδοέματος 55x20 [πλάτος x ύψος cm]  
με ελάχιστο οπλισμό 4φ14 (και συνδετήρες 8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

**Ισόγειο**

**Τ52**

Διαστάσεις μήκος=12.10m, ύψος=4.75m, πλάτος=0.60m

Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσπιδίων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοίχου  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφάλειας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = 0.75x4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγρότητα  $h_{ef}/t = 3.56/0.60 = 5.94 < 27$  εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

**Απαιτήσεις Εθνικ. Κεπ. εφαρμογής Ευρωκ-6**

Διαφωτιστική τοιχοποιία

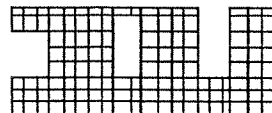
Πλάτος τοίχου  $\geq 0.600 \text{ m}$  (εντάξει)

Λυγρότητα  $\lambda = 5.94 < 15$  (εντάξει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/12.10 = 0.39 < 3.0$  (εντάξει)

**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\phi_1 = 0.90$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  στη βάση  $N_1 = (1.35xg + 1.50xq) \phi_1 = 1.35x84.7 + 1.50x0.0/12.10 = 9.45 \text{ KN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\delta\omicron\delta\omicron}$  στη κορυφή  $\sigma_{\delta\omicron\delta\omicron} = 0.001x9.45/0.60 = 0.016 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου  $e_{h1}$  στην κορυφή  $M_1/N_1 = 0$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στη κορυφή  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{l1} = 0.05t = 0.05x0.60 = 0.03000 \text{ m}$   
Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_{l1}/t = 1 - 2x0.03000/0.60 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $N_{rd}$  ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_1 \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.60x4.51/2.20 = 1108.2 \text{ KN/m}$   
 $N_{sd} = 549.8 < 1108.2$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας









Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  στη βάση  $N_I = (1.35 \times 733.0 + 1.50 \times 0.0) / 10.59 = 93.44 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\sigma\delta\omicron}$  στη βάση  $\sigma_{\sigma\delta\omicron} = 0.001 \times 93.44 / 0.60 = 0.156 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_I/N_I = 0.00000 \times 9.4 / 93.44 = 0.00000 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hI} = 0.00000 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στη βάση  $e_I = M_I / N_I + e_{hI} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_I = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$   
Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_I = 1 - 2e_I / t = 1 - 2 \times 0.03000 / 0.60 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000 \times 0.376 \times 0.60 / 2.20 = 102.7 \text{ kN/m}$   
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.60 \times 0.226 = 135.8 \text{ kN/m}$   
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την εν λόγω πεπερασμένη στοιχείωση είναι για περικόχες  $\tau_{\delta\omicron\kappa\omega\lambda}$  που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη κατακόρυφη ελαστική τάση από απορροφήσιμα πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{\chi\epsilon\iota\lambda} = 0.226 \text{ N/mm}^2$   
Μέγιστη κατακόρυφη ελαστική τάση από απορροφήσιμα πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{\chi\epsilon\iota\lambda} = 0.226 \text{ N/mm}^2$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΦΟΡΤΙΟΝ  $1.00xg+0.30xq+2.00xw$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  στη κορυφή  $N_I = (1.00 \times 74.1 + 0.30 \times 0.0) / 10.59 = 7.00 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\sigma\delta\omicron}$  στη κορυφή  $\sigma_{\sigma\delta\omicron} = 0.001 \times 7.00 / 0.60 = 0.012 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου βάσει της στήλης στη κορυφή  $M_I/N_I = 0$   
Εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hI} = 0.00068 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_I = M_I / N_I + e_{hI} + e_s = 0.00000 + 0.00068 + 0.00792 = 0.00860 \text{ m}$   
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_I = 1 - 2e_I / t = 1 - 2 \times 0.00860 / 0.60 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 4.51 / 2.20 = 1108.2 \text{ kN/m}$   
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.60 \times 0.226 = 135.8 \text{ kN/m}$   
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την εν λόγω πεπερασμένη στοιχείωση είναι για περικόχες  $\tau_{\delta\omicron\kappa\omega\lambda}$  που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη κατακόρυφη ελαστική τάση από απορροφήσιμα πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{\chi\epsilon\iota\lambda} = 0.226 \text{ N/mm}^2$   
Μέγιστη κατακόρυφη ελαστική τάση από απορροφήσιμα πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{\chi\epsilon\iota\lambda} = 0.226 \text{ N/mm}^2$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΛΟ ΠΕΤΗΝΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  στο πεδαλο  $N_I = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 658.9 / 10.59) = 31.88 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\sigma\delta\omicron}$  στο πεδαλο  $\sigma_{\sigma\delta\omicron} = 0.001 \times 31.88 / 0.60 = 0.053 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου βάσει του πεδαλού στο πεδαλο  $M_I/N_I = 0.20 \times 0.00000 \times 7.0 / 31.9 = 0.00000 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στο πεδαλο  $e_{hI} = 0.00034 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_I = M_I / N_I + e_{hI} + e_s = 0.00000 + 0.00034 + 0.00792 = 0.00826 \text{ m}$   
Μειωτικός συντελεστής στο πεδαλο  $\phi_I = 1 - 2e_I / t = 1 - 2 \times 0.00826 / 0.60 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  στη βάση  $N_I = (1.00 \times 733.0 + 0.30 \times 0.0) / 10.59 = 69.22 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\sigma\delta\omicron}$  στη βάση  $\sigma_{\sigma\delta\omicron} = 0.001 \times 69.22 / 0.60 = 0.115 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_I/N_I = 0.00000 \times 7.0 / 69.2 = 0.00000 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hI} = 0.00068 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_I = M_I / N_I + e_{hI} + e_s = 0.00000 + 0.00068 + 0.00792 = 0.00860 \text{ m}$   
Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_I = 1 - 2e_I / t = 1 - 2 \times 0.00860 / 0.60 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 4.51 / 2.20 = 1108.2 \text{ kN/m}$   
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.60 \times 0.969 = 581.7 \text{ kN/m}$   
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την εν λόγω πεπερασμένη στοιχείωση είναι για περικόχες  $\tau_{\delta\omicron\kappa\omega\lambda}$  που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη κατακόρυφη ελαστική τάση από απορροφήσιμα πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{\chi\epsilon\iota\lambda} = 0.969 \text{ N/mm}^2$   
Μέγιστη κατακόρυφη ελαστική τάση από απορροφήσιμα πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{\chi\epsilon\iota\lambda} = 0.969 \text{ N/mm}^2$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΔΗΜΗΝ ΦΟΡΤΙΟΝ  $1.00xg+0.30xq+2.00xw$  (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση  $\sigma_{\chi\epsilon\iota\lambda}$  από την εν λόγω πεπερασμένη στοιχείωση  $\sigma_{\chi\epsilon\iota\lambda} = 0.307 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την εν λόγω πεπερασμένη στοιχείωση είναι για περικόχες  $\tau_{\delta\omicron\kappa\omega\lambda}$  που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη τάση  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.60 \times 0.307 = 184.1 \text{ kN/m}$   
Χαρακτηριστική διατηρητική αντοχή  $f_{tk} = 0.70 \times (f_{tk} + 0.4 \times 0.969) = 0.376 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max f_{tk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{tk} = 0.376 \text{ N/mm}^2$   
Τμή  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  αντοχής  $f_{td} = f_{tk} \times 1.2 = 102.7 \text{ kN/m}$   
 $N_{sd} = 184.1 > 102.7 = f_{td}$  ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ Ο ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΤΡΟΝΟΣ ΣΕ ΟΡΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

## Ενός οριζογώνου σκυροδέματος (Εν. κεί. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάτωμα πέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερβυθίων ταυχόν παρονομαζόμενες μικρές εφεδκτικότητες παραγινόμενες από σενάζ οριζογώνου σκυροδέματος 60x20 [λάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4φ16 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Τόδειο Τ54 Διαστάσεις μήκος=15.70m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.45m

Λιθοόπη 0.45

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιτών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Ελπιπτική ανοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί πέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Παρ.2.3)Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = p_{xh} = 0.75x$  4.75 = 3.56 m (Ευρωκ-6, 4.4.3)Λυγισμότητα  $h_{ef}/t_{ef} = 3.56/0.45 = 7.92 < 27$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικών κειμένων εφαρμογής Ευρωκόδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $= 0.450 > 0.240 \text{ m}$  ( επιδέξι)Λυγισμότητα  $\gamma = 7.92 < 15$  ( επιδέξι)Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/15.70 = 0.30 < 3.0$  ( επιδέξι)

## Ελέγχοι σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχοι ανοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμού στην κορυφή  $N_1 = (1.35x \quad 0.0+1.50x \quad 0.0)/15.70 = 0.00 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00/0.45 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκενδριότητα φορτίου  $\delta_{\text{απέδου}} \eta$  στην κορυφή  $M_1/N_1 = 0$ Εκκενδριότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκενδριότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκενδριότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2x0.02250/0.45 = 0.90$ 

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμού στο πέσαιο  $N_m = ( \quad 0.00 + 0.40x1.35x \quad 683.0/15.70 ) = 23.49 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίασμού στο πέσαιο  $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 23.49/0.45 = 0.052 \text{ N/mm}^2$

Εκκενδριότητα φορτίου  $\delta_{\text{απέδου}} \sigma$  στο πέσαιο  $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0/23.5 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στο πέσαιο  $\delta_{\text{απέδου}} \eta$  λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκενδριότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$ 

Εκκενδριότητα οφειζόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$   
Η λυγισμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκενδριότητα λόγω ερμηνυτός  $e_k = 0$

Εκκενδριότητα στο πέσαιο  $(\text{Ευρωκ-6 } 4.4.3) \quad e_m = e_{hm} + e_k = 0.00792 + 0.00000 = 0.00792 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκενδριότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο πέσαιο  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.022/0.45 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμού στην βάση  $N_1 = (1.35x \quad 683.0 + 1.50x \quad 0.0)/15.70 = 58.73 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίασμού στην βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 58.73/0.45 = 0.131 \text{ N/mm}^2$ Εκκενδριότητα φορτίου  $\sigma$  στην βάση  $M_1/N_1 = 0.00000x \quad 0.0/58.7 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκενδριότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$ 

Εκκενδριότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$   
Ελάχιστη εκκενδριότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2x0.02250/0.45 = 0.90$ 

Κατακόρυφο φορτίο ανοχής  $N_d = 1000x0.90x0.45x \quad 4.51/2.20 = 831.2 \text{ kN/m}$   
Μέγιστη κατακόρυφη  $\delta_{\text{απέδου}} \eta$  λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Ελάχιστη τάση που προκύπτει από την επεξεργασμένη στοιχείων είναι για πέρος  $\delta_{\text{απέδου}} \eta$ τάσεων εκτός των πέριχων ογκοκέντρων  $\delta_{\text{απέδου}} \eta$  στις επιρροές  $\delta_{\text{απέδου}} \eta$  που ελέγχονται χωριστάΜέγιστο κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000x0.45x \quad 0.228 = 102.5 \text{ kN/m}$  $N_{sd} = 102.5 < 831.2 = N_{td}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΛΗΝΙΚΟΝ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΝ ΦΟΡΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xg+επιρροή (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_1 = (1.00x + 0.0 + 0.30x) / 15.70 = 0.00 \text{ KN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001x + 0.00 / 0.45 = 0.000 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα φορτίου βάσει της στρέψης στην κορυφή  $M_1 / N_1 = 0$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00068 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_1 / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00068 + 0.00792 = 0.00860 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2x0.02250 / 0.45 = 0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής στο ημεσίο πενήντο και βάσει του τόχου  $N_{sd} = 0.0 > 831.2 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΛΗΝΙΚΟΝ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΝ ΦΟΡΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xg+επιρροή (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ημεσίο πενήντο  $N_1 = (1.00x + 683.0 + 0.30x) / 15.70 = 43.50 \text{ KN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001x + 43.50 / 0.45 = 0.097 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα φορτίου βάσει του ημεσίου πενήντο  $M_1 / N_1 = 0.00000x + 0.0 / 43.5 = 0.00000 \text{ m}$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00068 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_1 / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
 Εκκεντρίτητα στο ημεσίο πενήντο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00068 + 0.00792 = 0.00826 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στο ημεσίο πενήντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2x0.022 / 0.45 = 0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ημεσία πενήντο  $N_{sd} = \phi_m N_1 = 1.00x0.90 + 683.0x0.90 = 831.2 \text{ KN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001x + 831.2 / 0.45 = 0.00792 \text{ N/mm}^2$

ΕΛΛΗΝΙΚΟΝ ΣΕ ΔΙΑΤΗΛΟΝ ΦΟΡΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xg+επιρροή (Ευρωκ-6.4.5.3)  
 Μέση τάση διάτλησης από επένδυση πεντακτύπων στοίχιων  $\tau_{max} = 0.325 \text{ N/mm}^2$   
 (Η πέγληση είναι από την επένδυση πεντακτύπων στοίχιων είναι για περικόχες ίδεων εκτός των περικόχων συγκεντρώσεων ίδεων στις στρίβιλλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)  
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τήνους  $\tau_{sd} = 1000x0.45x0.325 = 146.1 \text{ KN/m}$   
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή  $\tau_{vk} = 0.70x(0.150 + 0.4x0.983) = 0.380 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max \tau_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $\tau_{vk} = 0.380 \text{ N/mm}^2$   
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής είναι  $\tau_{rd} = \tau_{vk} \cdot t / y_m$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $\tau_{rd} = 1000x0.380x0.45 / 2.20 = 77.8 \text{ KN/m}$   
 $\tau_{sd} = 146.1 > 77.8 = \tau_{rd}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΛΗΝΙΚΟΝ ΣΕ ΔΙΑΤΗΛΟΝ ΑΚΥΡΟΦΕΡΟΝ (Εθν. Κετ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Είς πάντα ημερος του τόχου και στο ύψος των υπέρβυθων τυχόν παρονομαζόμενες μικρές σφαικυστικές ιδείες παραλαμβάνονται από εσλζ ομαλίζον ακυροφέντος 45x20 [ημείος x ύψος cm]  
 η ελγιστο ομαλίζον 4φ14 (και συνδέτηρες 8/20) που ικανοποιεί τα ελγιστοα όρια του κανονισμού.

Λιθοδόμη 0.45

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιρών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαμπτική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συνεισφοράς υλικού  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού  $\eta_{ef} = 0.75 \times 4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγιστική  $\eta_{ef}/t_{ef} = 3.56/0.45 = 7.92 < 27$  επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικών κειμένων εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαχωματική τοιχοποιία

Πλάτος τοίχου  $= 0.450 > 0.240 \text{ m}$  (επιδέξει)

Λυγιστική  $\lambda = 7.92 < 15$  (επιδέξει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/13.20 = 0.36 < 3.0$  (επιδέξει)

ΕΛΕΓΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο  $\Phi$ όρτιον 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.35 \times 0.00 + 1.50 \times 0.00) / 13.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 0.00 / 0.45 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $e_{hi} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μεωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02250 / 0.45 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.45 \times 4.51 / 2.20 = 831.2 \text{ kN/m}$

Nsd = 0.0 < 831.2=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΕΓΧΟΣ αντοχής στο μέσο τομή και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο τομή  $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 631.0 / 13.20) = 25.81 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσο τομή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 25.81 / 0.45 = 0.057 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσο τομή  $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Η λυγιστική είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμού  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσο τομή  $e_m = 0.00792 + 0.00000 + 0.00792 = 0.01584 \text{ m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μεωτικός συντελεστής στο μέσο τομή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.01584 / 0.45 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_b = (1.35 \times 631.0 + 1.50 \times 0.0) / 13.20 = 64.53 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 64.53 / 0.45 = 0.143 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_b/N_b = 0.00000 \times 0.0 / 64.53 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μεωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02250 / 0.45 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.45 \times 4.51 / 2.20 = 831.2 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θάλασσα  $M_{ed} = 0.00000 \text{ m}$

Ελκυστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θάλασσα  $M_{ed} = 0.00000 \text{ m}$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.45 \times 0.226 = 101.6 \text{ kN/m}$

Nsd = 101.6 < 831.2=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΕΓΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο  $\Phi$ όρτιον 1.00xg+0.30xq+2.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.00 \times 0.00 + 0.30 \times 0.00) / 13.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 0.00 / 0.45 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$









Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέλντο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοσ στο ηεσάλο πέλντο Nm= ( 5.44+0.40x1.35x 802.5/10.83)= 45.41 kN/m

Μέση κατακόρυφη ίκση οχεδίασμοσ στο ηεσάλο πέλντο σδο=0.001x 45.41/ 0.60= 0.076 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου στο ηεσάλο πέλντο Mm/Nm=0.20x0.0000x 5.44/ 45.4=0.00000 m

Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο λδγω οριζόντιων φορτίων ehm=0.00000 m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευπακ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 3.56/450=0.00792 m

Εκκεντρίτητα οφειλδμενη στα φορτία em=(Mm/Nm)+ehm+es=0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 m

Η λυγηρίτητα είναι &lt;=15 δα (Ευπακ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λδγω ερτυσμοσ εκ=0

Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο (Ευπακ-6.4.4.3) em=em+ek=0.00792+0.00000=0.00792 m

Ελδχίση εκκεντρίτητα (Ευπακ-6, 4.4.3) em=0.05t=0.05x0.60=0.03000 m

Μειωτικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλντο (Ευπακ-6, 4.4.3) φm=1-2em/t=1-2x0.030/0.60=0.90

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοσ σην βάση Nt=(1.35x 845.8+1.50x 0.0)/10.83=105.43 kN/m

Μέση κατακόρυφη ίκση οχεδίασμοσ σην βάση σδο=0.001x105.43/ 0.60= 0.176 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρίτητα φορτίου σην βάση Ml/Nt=0.00000x 5.44/ 105.4=0.00000 m

Εκκεντρίτητα σην βάση λδγω οριζόντιων φορτίων ehl=0.00000 m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευπακ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 3.56/450=0.00792 m

Εκκεντρίτητα σην βάση (Ευπακ-6.4.4.3) el=Ml/Nt+ehl+es=0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 m

Ελδχίση εκκεντρίτητα (Ευπακ-6, 4.4.3) el=0.05t=0.05x0.60=0.03000 m

Μειωτικός συντελεστής σην βάση (Ευπακ-6, 4.4.3) φt=1-2el/t=1-2x0.03000/0.60=0.90

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής σην βάση (Ευπακ-6.4.4.3) Nt=1000x0.90x0.60x 4.51/2.20= 1108.2kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη ελνική ίκση από αποτρίβσηα πεπερασμένων στοιχείων maxon=-0.195 N/mm<sup>2</sup>

(Η ηέγιστη ίκση που προκύπτει από την επλάνση πεπερασμένων στοιχείων είναι γία περίοχες

ίδων εκτός των περίοχων συκέντρωσης ίδων στις σιηλέςες δοκών που ελδχίχονται Χωρίσδ)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοσ σην βάση Nsd=1000x0.60x 0.195= 117.0 kN/m

Nsd= 117.0 &lt; 1108.2=Ntd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο πέλντο 1.00xg+0.30xq+ελίσος (Ευπακ-6, 4.4.2)**

Ελέγχος αντοχής σην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοσ σην κορυφή Nt=(1.00x 43.3+0.30x 0.0)/10.83= 4.00 kN/m

Μέση κατακόρυφη ίκση οχεδίασμοσ σην κορυφή σδο=0.001x 4.00/ 0.60= 0.007 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου η σίλησ σην κορυφή Ml/Nt=0

Εκκεντρίτητα σην κορυφή λδγω οριζόντιων φορτίων ehl=0.00068 m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευπακ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 3.56/450=0.00792 m

Εκκεντρίτητα σην κορυφή (Ευπακ-6.4.4.3) el=Ml/Nt+ehl+es=0.00000+0.00068+0.00792=0.00860 m

Ελδχίση εκκεντρίτητα (Ευπακ-6, 4.4.3) el=0.05t=0.05x0.60=0.03000 m

Μειωτικός συντελεστής σην κορυφή (Ευπακ-6, 4.4.3) φt=1-2el/t=1-2x0.03000/0.60=0.90

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής σην βάση Nsd= 4.0 &lt; 1108.2=Ntd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέλντο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοσ στο ηεσάλο πέλντο Nm= ( 4.00+0.40x1.00x 802.5/10.83)= 33.64 kN/m

Μέση κατακόρυφη ίκση οχεδίασμοσ στο ηεσάλο πέλντο σδο=0.001x 33.64/ 0.60= 0.056 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου στο ηεσάλο πέλντο Mm/Nm=0.20x0.00000x 4.0/ 33.6=0.00000 m

Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο λδγω οριζόντιων φορτίων ehm=0.00034 m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευπακ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 3.56/450=0.00792 m

Εκκεντρίτητα οφειλδμενη στα φορτία em=(Mm/Nm)+ehm+es=0.00000+0.00034+0.00792=0.00826 m

Η λυγηρίτητα είναι &lt;=15 δα (Ευπακ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λδγω ερτυσμοσ εκ=0

Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο (Ευπακ-6.4.4.3) em=em+ek=0.00826+0.00000=0.00826 m

Ελδχίση εκκεντρίτητα (Ευπακ-6, 4.4.3) em=0.05t=0.05x0.60=0.03000 m

Μειωτικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλντο (Ευπακ-6, 4.4.3) φm=1-2em/t=1-2x0.030/0.60=0.90

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοσ σην βάση Nt=(1.00x 845.8+0.30x 0.0)/10.83= 78.10 kN/m

Μέση κατακόρυφη ίκση οχεδίασμοσ σην βάση σδο=0.001x 78.10/ 0.60= 0.130 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρίτητα φορτίου σην βάση Ml/Nt=0.00000x 4.0/ 78.1=0.00000 m

Εκκεντρίτητα σην βάση λδγω οριζόντιων φορτίων ehl=0.00068 m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευπακ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 3.56/450=0.00792 m

Εκκεντρίτητα σην βάση (Ευπακ-6.4.4.3) el=Ml/Nt+ehl+es=0.00000+0.00068+0.00792=0.00860 m

Ελδχίση εκκεντρίτητα (Ευπακ-6, 4.4.3) el=0.05t=0.05x0.60=0.03000 m

Μειωτικός συντελεστής σην βάση (Ευπακ-6, 4.4.3) φt=1-2el/t=1-2x0.03000/0.60=0.90

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής σην βάση (Ευπακ-6.4.4.3) Nt=1000x0.90x0.60x 4.51/2.20= 1108.2kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη ελνική ίκση από αποτρίβσηα πεπερασμένων στοιχείων maxon=-0.909 N/mm<sup>2</sup>

(Η ηέγιστη ίκση που προκύπτει από την επλάνση πεπερασμένων στοιχείων είναι γία περίοχες

ίδων εκτός των περίοχων συκέντρωσης ίδων στις σιηλέςες δοκών που ελδχίχονται Χωρίσδ)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοσ σην βάση Nsd=1000x0.60x 0.909= 545.7 kN/m

Nsd= 545.7 &lt; 1108.2=Ntd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

[illegible]

Εγχειρσ σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xg (Ευρωκ-6, 4.4.2)

$$\chi^2_{\text{obs}}/\chi^2_{\text{exp}} \text{ to } \chi^2_{\text{obs}}/\chi^2_{\text{exp}} = 4.75/11.30 = 0.42 < 3.0 \text{ (svt5a1)}$$

$\lambda = 5.94 \times 10^{-8} \text{ m}$

$$P_{\alpha\chi\phi} = 0.600 > 0.240 \text{ m (evl\alpha\phi\epsilon\epsilon\epsilon)}$$

Διαθέσιμα 101 Χρησιμοποιούνται 101

Απαίτησεις θένικου κειμένου εφαρμογής Ευρωπαϊκά

Ανυπόβλητα ηεΓ/τεΓ = 3.56/0.60 = 5.94 < 27 εΓ/αξεΓ (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Μήκος λυγισιού  $\text{he}^{\text{F}} = \text{pxh} = 0.75 \times 4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

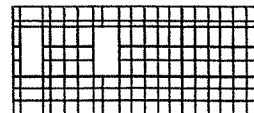
Επί θέτους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Θα πρέπει να αντιστοιχιστεί  $F_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Κατηγορία εγγέλων παραγωγής λιθογραφιών I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρω-6, Παράρτημα Η)

09.0 ZW 4700001V



Διαστάσεις ηλίκας=11.30m, ύψος=4.75m, μήκος=0.60m

851

013A00T

Συνολικά οπληθέντα σκυποδότης (Συν. Κελη. σφαδμογής Ευρωκ-6, 5.2)  
 210 αλφω ηζος τοι τοχου κα ιοι ωφω ιω υπηζεθρωλ ιυχλν παρνοοιζζήζηεζ ηζκρζ ζεφζακκωιζκζ ζεζαζ  
 παρβλκβλνλμ ια ια ζελζ ομλγίηελου ακυρδότηζ ζο 60x20 [πυλν] ζμ  
 ηε ζάχχζοι ομλγίηο 4φ16 (κα ιουζέζηηρ ζε 8/20) ηου ικαλνμίη ιε ζάχχζοι α όρμ ιου καλνλνμίη.

Δοκίμασε τον αριθμό 176.3 > 98.1 = p-value. Ο αριθμός που προκύπτει είναι 0.98, ο οποίος είναι μεγαλύτερος από το επίπεδο σημαντικότητας 0.05. Επομένως, δεν υπάρχει στατιστική σημαντικότητα.

$$V_{\text{pd}} = 1000 \times 0.360 \times 0.60 / 2.20 = 98.1 \text{ kN/m}$$

Τιμή σχεδίασης ανά τετ. μέτρο  $V_{sd} = 14.5$  kN/m (Ευρωκ-6 4.5.3)

$$F_{VK}=0.70 \times (0.150 + 0.4 \times 0.909) = 0.360 \text{ N/mm}^2, \max F_{VK} = 1.000 \text{ N/mm}^2, \text{ 且 } F_{VK} = 0.360 \text{ N/mm}^2$$

Χαρακτηριστική διατηρητική αντοχή  $F_{vk}=0.70 \times (F_{vk0}+0.4x_{od})$  (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8) )

Μέγιστη τιμή αχθίζουσας ανά μονάδα μήκους  $V_{sd}=1000 \times 0.60 \times 0.294 = 176.3 \text{ KN/m}$

(ընտանիքի անդամները չեն կարող հասնել հիմնական աղբյուրին և առկա է խնայողական վարքագիծ)

ՏՅՊՈՒԹՅՈՒՆ ԽՈՒՆ ԻՄԱՅՆ ԱՅՅՈՒՆԻՆԻ ԱՊՐԱՆՈՒԹՅՈՒՆԻ ԿՈՆՅՈՒՆԻ ԱՆԻ ՓԽ ԻՅԻՐՈՒԹՅՈՒՆ ՈՍԻ ԿՈՒՆ ԵՐՈՒՆԻՆԻ ԻՆ

May 1971 1600 5000 10000 15000 20000 25000 30000 35000 40000 45000 50000 55000 60000 65000 70000 75000 80000 85000 90000 95000 100000 105000 110000 115000 120000 125000 130000 135000 140000 145000 150000 155000 160000 165000 170000 175000 180000 185000 190000 195000 200000 205000 210000 215000 220000 225000 230000 235000 240000 245000 250000 255000 260000 265000 270000 275000 280000 285000 290000 295000 300000 305000 310000 315000 320000 325000 330000 335000 340000 345000 350000 355000 360000 365000 370000 375000 380000 385000 390000 395000 400000 405000 410000 415000 420000 425000 430000 435000 440000 445000 450000 455000 460000 465000 470000 475000 480000 485000 490000 495000 500000 505000 510000 515000 520000 525000 530000 535000 540000 545000 550000 555000 560000 565000 570000 575000 580000 585000 590000 595000 600000 605000 610000 615000 620000 625000 630000 635000 640000 645000 650000 655000 660000 665000 670000 675000 680000 685000 690000 695000 700000 705000 710000 715000 720000 725000 730000 735000 740000 745000 750000 755000 760000 765000 770000 775000 780000 785000 790000 795000 800000 805000 810000 815000 820000 825000 830000 835000 840000 845000 850000 855000 860000 865000 870000 875000 880000 885000 890000 895000 900000 905000 910000 915000 920000 925000 930000 935000 940000 945000 950000 955000 960000 965000 970000 975000 980000 985000 990000 995000 1000000 1005000 1010000 1015000 1020000 1025000 1030000 1035000 1040000 1045000 1050000 1055000 1060000 1065000 1070000 1075000 1080000 1085000 1090000 1095000 1100000 1105000 1110000 1115000 1120000 1125000 1130000 1135000 1140000 1145000 1150000 1155000 1160000 1165000 1170000 1175000 1180000 1185000 1190000 1195000 1200000 1205000 1210000 1215000 1220000 1225000 1230000 1235000 1240000 1245000 1250000 1255000 1260000 1265000 1270000 1275000 1280000 1285000 1290000 1295000 1300000 1305000 1310000 1315000 1320000 1325000 1330000 1335000 1340000 1345000 1350000 1355000 1360000 1365000 1370000 1375000 1380000 1385000 1390000 1395000 1400000 1405000 1410000 1415000 1420000 1425000 1430000 1435000 1440000 1445000 1450000 1455000 1460000 1465000 1470000 1475000 1480000 1485000 1490000 1495000 1500000 1505000 1510000 1515000 1520000 1525000 1530000 1535000 1540000 1545000 1550000 1555000 1560000 1565000 1570000 1575000 1580000 1585000 1590000 1595000 1600000 1605000 1610000 1615000 1620000 1625000 1630000 1635000 1640000 1645000 1650000 1655000 1660000 1665000 1670000 1675000 1680000 1685000 1690000 1695000 1700000 1705000 1710000 1715000 1720000 1725000 1730000 1735000 1740000 1745000 1750000 1755000 1760000 1765000 1770000 1775000 1780000 1785000 1790000 1795000 1800000 1805000 1810000 1815000 1820000 1825000 1830000 1835000 1840000 1845000 1850000 1855000 1860000 1865000 1870000 1875000 1880000 1885000 1890000 1895000 1900000 1905000 1910000 1915000 1920000 1925000 1930000 1935000 1940000 1945000 1950000 1955000 1960000 1965000 1970000 1975000 1980000 1985000 1990000 1995000 2000000 2005000 2010000 2015000 2020000 2025000 2030000 2035000 2040000 2045000 2050000 2055000 2060000 2065000 2070000 2075000 2080000 2085000 2090000 2095000 2100000 2105000 2110000 2115000 2120000 2125000 2130000 2135000 2140000 2145000 2150000 2155000 2160000 2165000 2170000 2175000 2180000 2185000 2190000 2195000 2200000 2205000 2210000 2215000 2220000 2225000 2230000 2235000 2240000 2245000 2250000 2255000 2260000 2265000 2270000 2275000 2280000 2285000 2290000 2295000 2300000 2305000 2310000 2315000 2320000 2325000 2330000 2335000 2340000 2345000 2350000 2355000 2360000 2365000 2370000 2375000 2380000 2385000 2390000 2395000 2400000 2405000 2410000 2415000 2420000 2425000 2430000 2435000 2440000 2445000 2450000 2455000 2460000 2465000 2470000 2475000 2480000 2485000 2490000 2495000 2500000 2505000 2510000 2515000 2520000 2525000 2530000 2535000 2540000 2545000 2550000 2555000 2560000 2565000 2570000 2575000 2580000 2585000 2590000 2595000 2600000 2605000 2610000 2615000 2620000 2625000 2630000 2635000 2640000 2645000 2650000 2655000 2660000 2665000 2670000 2675000 2680000 2685000 26900

Ελάχιστος σε διάρθρωση φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Στερεός (Ευρωκ-6.4.5.3)





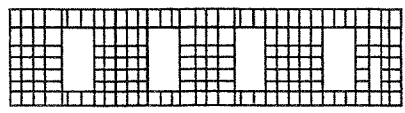








Απόσταση 0.75  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θαλασσινά αγκυρώματα ΙΚ = 4.51 N/mm<sup>2</sup>



Επὶ τῆς συντεταγμένης ἀφαιρέσας ὑλικοῦ γ<sub>μ</sub>=2.20 (Ευρωκ-6, Παρ. 2.3)

Μῆκος ὑψοῦς h<sub>ε</sub>=3.20=2.40 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Ἀντιστάσεις ἐνδοῦ καὶ ἐξωτερικοῦ εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου

Εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου 1.00xg+0.30xq+εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου

Κατακόρυφο φορτίο σκελετοῦ σὺν ἑαυτοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου  
Μέση κατακόρυφη ἰσχύς σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου σ<sub>δο</sub>=0.160 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>δο</sub>=0.160<0.25N/mm<sup>2</sup> ἄρα (Ευρωκ-6 Παρ. 1.2) γίνεταί μετῶν ἐκκεντρώσεως κατὰ (1-k/4)=1.00  
Καμπτική ροπή σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου Μ<sub>1</sub>=10.19 kNm/m

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου ε<sub>hi</sub>=0.00000 m

Τυχηματικὴ ἐκκεντρώσις (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub>=h<sub>e</sub>/450=2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου ε<sub>1</sub>=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετωικὸς συντελεστὴς σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου φ<sub>1</sub>=1-2e<sub>1</sub>/t=1-2x0.03750/0.75=0.76

Κατακόρυφο φορτίο ἀντοχής ἀπὸ πονδία μῆκους Ν<sub>τδ</sub>=φ<sub>1</sub>Μ<sub>1</sub>/γ<sub>Μ</sub>=1000x0.76x0.75x 4.51/2.20=1169.8kN/m

σ<sub>δ</sub>=120.3 < 1169.8=N<sub>τδ</sub> ἰκανοποιεῖται ὁ ἐλέγχος εἰς οριακὴν κατάσταση αὐτοχλίας

Εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου καὶ βάρει τοῦ τοῖχου

Κατακόρυφο φορτίο σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου Ν<sub>μ</sub>=(120.32+0.40x1.35x 661.2/13.60)=146.58 kN/m

Μέση κατακόρυφη ἰσχύς σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου σ<sub>δο</sub>=0.001x146.58/ 0.75= 0.195 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου ε<sub>hi</sub>=0.00000 m

Τυχηματικὴ ἐκκεντρώσις (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub>=h<sub>e</sub>/450=2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου ε<sub>1</sub>=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετωικὸς συντελεστὴς σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου φ<sub>1</sub>=1-2e<sub>1</sub>/t=1-2x0.03750/0.75=0.90

Κατακόρυφο φορτίο σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου Ν<sub>1</sub>=(1.35x1680.8+1.50x 173.3)/13.60=185.96 kN/m

Μέση κατακόρυφη ἰσχύς σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου σ<sub>δο</sub>=0.001x185.96/ 0.75= 0.248 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>=0.08467x 120.3/ 186.0=0.05478 m

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου ε<sub>hi</sub>=0.00000 m

Τυχηματικὴ ἐκκεντρώσις (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub>=h<sub>e</sub>/450=2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου ε<sub>1</sub>=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετωικὸς συντελεστὴς σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου φ<sub>1</sub>=1-2e<sub>1</sub>/t=1-2x0.03750/0.75=0.90

Κατακόρυφο φορτίο σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου Ν<sub>1</sub>=(1.35x1680.8+1.50x 173.3)/13.60=185.96 kN/m

Μέση κατακόρυφη ἰσχύς σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου σ<sub>δο</sub>=0.001x185.96/ 0.75= 0.248 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου Μ<sub>1</sub>/Ν<sub>1</sub>=0.08467x 120.3/ 186.0=0.05478 m

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου ε<sub>hi</sub>=0.00000 m

Τυχηματικὴ ἐκκεντρώσις (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub>=h<sub>e</sub>/450=2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρώσις σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου ε<sub>1</sub>=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετωικὸς συντελεστὴς σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου φ<sub>1</sub>=1-2e<sub>1</sub>/t=1-2x0.03750/0.75=0.84

Κατακόρυφο φορτίο ἀντοχής ἀπὸ πονδία μῆκους Ν<sub>τδ</sub>=φ<sub>1</sub>Μ<sub>1</sub>/γ<sub>Μ</sub>=1000x0.84x0.75x 4.51/2.20=1292.9kN/m

σ<sub>δ</sub>=373.4 < 1292.9=N<sub>τδ</sub> ἰκανοποιεῖται ὁ ἐλέγχος εἰς οριακὴν κατάσταση αὐτοχλίας

Εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου 1.00xg+0.30xq+εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου 1.00xg+0.30xq+εἰς τὴν κατεύθυνσιν τῆς ἐπικέντρου

Κατακόρυφο φορτίο σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου Ν<sub>1</sub>=(1.00x1019.6+0.30x 173.3)/13.60=78.79 kN/m

Μέση κατακόρυφη ἰσχύς σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου σ<sub>δο</sub>=0.105 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>δο</sub>=0.105<0.25N/mm<sup>2</sup> ἄρα (Ευρωκ-6 Παρ. 1.2) γίνεταί μετῶν ἐκκεντρώσεως κατὰ (1-k/4)=1.00

Καμπτική ροπή σκελετοῦ σὺν καὶ βάρει τοῦ τοῖχου Μ<sub>1</sub>=4.84 kNm/m

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi}=0.00035$  m  
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m  
 Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hi}+e_s=0.00985+0.00017+0.00533=0.01536$  m  
 Η λυγμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
 Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.01536+0.00000=0.01536$  m  
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{min}=0.05t=0.05 \times 0.75=0.03750$  m  
 Μετωπικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.038/0.75=0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d=(1.00 \times 1680.8+0.30 \times 173.3)/13.60=127.41$  kN/m  
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 127.41/0.75=0.170$  N/mm<sup>2</sup>  
 Εκκεντρίτητα φορτίου  $M_d/N_d=0.20 \times 0.06143 \times 78.8/98.2=0.00985$  m  
 Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi}=0.00017$  m  
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m  
 Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hi}+e_s=0.00985+0.00017+0.00533=0.01536$  m  
 Η λυγμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
 Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.01536+0.00000=0.01536$  m  
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{min}=0.05t=0.05 \times 0.75=0.03750$  m  
 Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_t=1-2e_t/t=1-2 \times 0.06711/0.75=0.82$   
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής στο ηεσάλο πέλμα και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $N_d=78.79+0.40 \times 1.00 \times 661.2/13.60=98.24$  kN/m  
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλμα  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 98.24/0.75=0.131$  N/mm<sup>2</sup>  
 Εκκεντρίτητα φορτίου  $M_d/N_d=0.20 \times 0.06143 \times 78.8/98.2=0.00985$  m

Εκκεντρίτητα στην βάση  $M_d/N_d=0.20 \times 0.06143 \times 78.8/98.2=0.00985$  m  
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηεσάλο πέλμα  $N_{sd}=1000 \times 0.88 \times 0.75 \times 4.51/2.20=1354.5$  kN/m  
 Μέγιστη κατακόρυφη ελκυστική τάση από απορροφήματα πεπερασμένων στοιχείων  $\sigma_{max}=0.689$  N/mm<sup>2</sup>  
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοδες  $N_{sd}=516.4 < 1354.5$  N/mm<sup>2</sup> και επομένως ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας)

### Ελέγχος σε διάτνηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2.50xw (Ευρωκ-6.4.5.3)

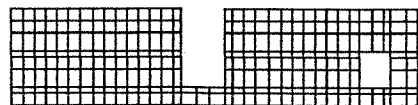
Μέγιστη τάση διάτνησης από επιλυση πεπερασμένων στοιχείων  $\sigma_{max}=0.233$  N/mm<sup>2</sup>  
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοδες  $N_{sd}=1000 \times 0.2398 \times 0.75 \times 4.51/2.20=101.5$  kN/m<sup>2</sup> και επομένως ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής  $N_{Rd}=1000 \times 0.2398 \times 0.75 \times 4.51/2.20=101.5$  kN/m<sup>2</sup>  
 $N_{Ed}=174.7 > 101.5$  άρα ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

### Ενδιάμεση αντοχή του ακροδεξιού (Εθν. Κελη. εφαρμογή Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πλάν ημεροσίου του τοίχου και στο ύψος των υπερθύλων  $N_{Ed}=75 \times 20$  [N/mm<sup>2</sup> x ύψος cm]  
 παραλαμβάνονται από ελκυστική αντοχή του ακροδεξιού  $N_{Rd}=75 \times 20$  [N/mm<sup>2</sup> x ύψος cm]  
 η ελκυστική αντοχή  $N_{Rd}=75 \times 20$  [N/mm<sup>2</sup> x ύψος cm] και ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας.

Υπόγειο Τ3 Διαστάσεις πλάτος=14.00m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m



Αντοχή 0.75  
 Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, παράρτημα Η)  
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιρών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
 Ελκυστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k=4.51$  N/mm<sup>2</sup>

Επί ημερών συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef}=0.75 \times 3.20=2.40$  m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)  
 λυγμότητα  $\lambda=2.40/0.75=3.20 < 27$  επιλέγεται (Ευρωκ-6, 4.4.6)

### Αντιστάσεις Εθνικών κειμένων εφαρμογής Ευρωκ-6

Διαστάσεις τοιχοποιίας  
 Πάχος τοίχου  $\geq 0.750$  m (επιλέγεται)  
 λυγμότητα  $\lambda=3.20 < 15$  (επιλέγεται)  
 Υψος/μήκος τοίχου  $h/L=3.20/14.00=0.23 < 3.0$  (επιλέγεται)





Ελέγχος αντοχής στο πέλμα και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\text{χέδισμα}} = 608.2/11.45 = 53.16 \text{ kN/m}$  (  $93.36 + 0.40 \times 1.35 \times 608.2/11.45 = 122.04 \text{ kN/m}$  )  
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{μέση}} = 0.001 \times 122.04 / 0.75 = 0.163 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta = 0.20 \times 0.03068 \times 93.4 / 122.0 = 0.00469 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e = h \cdot e / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα οφέλιμης εμβαδού  $e_{\text{ε}} = (M_{\text{μ}} / N_{\text{μ}}) + e_{\text{κ}} = 0.00469 + 0.00000 = 0.00469 \text{ m}$

Η λυγρότητα είναι  $\leq 15 \text{ } \delta$  (Ευρωκ-6.4.3.2)  $e_{\text{κ}} = 0.01003 + 0.00000 = 0.01003 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο πέλμα  $e = 0.01003 + 0.00000 = 0.01003 \text{ m}$  (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_{\text{μ}} = e + e_{\text{κ}} = 0.01003 + 0.00000 = 0.01003 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{\text{μ}} = 0.05 \times 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_{\text{μ}} = 1 - 2e_{\text{μ}} / t = 1 - 2 \times 0.038 / 0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{μ}} = (1.35 \times 133.9 + 1.50 \times 59.5) / 11.45 = 165.07 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{μέση}} = 0.001 \times 165.07 / 0.75 = 0.220 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_{\text{μ}} / N_{\text{μ}} = 0.03068 \times 93.4 / 165.1 = 0.01735 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση  $\delta = 0.01735 + 0.00000 = 0.01735 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{\text{μ}} = 0.05 \times 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_{\text{μ}} = 1 - 2e_{\text{μ}} / t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{δ}} = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{μέση}} = 1000 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Ελέγχος αντοχής  $N_{\text{δ}} = 294.6 < 1385.3 = N_{\text{δ}}$  (Ευρωκ-6.4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στη κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{μ}} = (1.00 \times 725.7 + 0.30 \times 59.5) / 11.45 = 64.94 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{μέση}} = 0.001 \times 64.94 / 0.75 = 0.087 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2)  $e_{\text{κ}} = 0.087 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη κορυφή  $e_{\text{μ}} = 0.0035 \text{ m}$  (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{μ}} = e + e_{\text{κ}} = 0.0035 + 0.00000 = 0.0035 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στη κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{\text{μ}} = 0.05 \times 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{δ}} = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Ελέγχος αντοχής  $N_{\text{δ}} = 64.9 < 1385.3 = N_{\text{δ}}$  (Ευρωκ-6.4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στο πέλμα και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{μ}} = (64.94 + 0.40 \times 1.00 \times 608.2 / 11.45) = 86.19 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{μέση}} = 0.001 \times 86.19 / 0.75 = 0.115 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta = 0.20 \times 0.02096 \times 64.9 / 86.2 = 0.00316 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση  $M_{\text{μ}} / N_{\text{μ}} = 0.02096 \times 64.9 / 86.2 = 0.0153 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο πέλμα  $e = 0.0153 + 0.00000 = 0.0153 \text{ m}$  (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{μ}} = e + e_{\text{κ}} = 0.0153 + 0.00000 = 0.0153 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_{\text{μ}} = 1 - 2e_{\text{μ}} / t = 1 - 2 \times 0.038 / 0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{μ}} = (1.00 \times 133.9 + 0.30 \times 59.5) / 11.45 = 118.06 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{μέση}} = 0.001 \times 118.06 / 0.75 = 0.157 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_{\text{μ}} / N_{\text{μ}} = 0.02096 \times 64.9 / 118.1 = 0.01153 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση  $e_{\text{μ}} = 0.01153 + 0.00035 = 0.01188 \text{ m}$  (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{μ}} = e + e_{\text{κ}} = 0.01153 + 0.00035 = 0.01188 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{\text{μ}} = 0.05 \times 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{δ}} = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{μέση}} = 1000 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Ελέγχος αντοχής  $N_{\text{δ}} = 524.0 < 1385.3 = N_{\text{δ}}$  (Ευρωκ-6.4.4.2)







08.0 UNLOGGED

Κατηγορία καισαρεύς Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Θα πρέπει να έχουμε  $\frac{4.51 \text{ N/mm}^2}{\text{mm}^2}$  = 4.51 N/mm<sup>2</sup>

Επί ηέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισιοῦ  $h_{\text{eff}} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Ανυψώματα hef/lef = 2.40/0.80 = 3.00 < 27 εναξεί (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαίτησεις Εθνικών και μη Εθνικών εφαρμογής Ευρωπαϊκά

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΔΙΟΙΚΗΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΗΣ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ

$$\Pi\alpha\chi\sigma\varsigma\ \tau\omicron\lambda\chi\omicron\upsilon=0.800>0.240\ \text{m}\ (\text{ε}\nu\lambda\delta\epsilon\lambda)$$

$\chi^2 = 3.00$  ( $\nu = 1$ )

$\chi^2_{\text{pooled}}/\text{df} = 3.20/15.30 = 0.21 < 3.0$  (evtdzsr)

Ελάχιστος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Εὐχαριστοῦμεν σε πάντοτε ὑπὲρ πάντων ἐν ὀνόματι τοῦ κυρίου ἡμῶν Ἰησοῦ Χριστοῦ τοῦ υἱοῦ τοῦ Θεοῦ τοῦ Πατρὸς τοῦ Θεοῦ.

$$N_1 = (1.35 \times 1040.5 + 1.50 \times 155.1) / 15.30 = 107.01 \text{ kN/m}$$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x107.01/ 0.80= 0.134 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_{\text{sd}} = 0.134 < 0.25 \text{ N/mm}^2 \text{ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκλιση κατά (1-k/4) = 1.00$$

Κατασκευή ποπής αχέρισταίου στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 16.00 \text{ kNm/m}$

Εκκλιπόμενα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $\epsilon h_1=0.00000$  m

Τυχνητική εκκρίσιμη (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $es=hef/450 = 2.40/450=0.00533$  m

Εκκλιτική στην κορυφή (Eupwk-6 4.4.3)  $e1=M1/N1+e1+es=0.14955+0.00000+0.00533=0.15488$  m

Ελαχίστη εκκεντρότητα (Ευκκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.057=0.05 \times 0.80=0.04000$  m

Μετωλικός συνίσταται στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_1=1-2\epsilon_1/\Gamma=1-2\chi_0.15488/0.80=0.61$

nsd = 107.0 > 1001.5=Nd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

noX101 no1 Կործ 1 աչ 01ԻԻԻԻ 01առն 010 ՏԿՈ1առ ՏօՒլչԿԵ

Μέση κατακόρυφη τάση αχρειασμού στο ηρώο  $\pi\epsilon\pi\eta\tau\omicron\sigma\delta\sigma=0.001\times142.96/0.80=0.179\text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορέων δαπέδου στο μέσο περίπου  $Mm/Nm=0.20 \times 0.14955 \times 107.0 / 143.0 = 0.02239$  m

Ա 00000\*0=արթ Լալլժոփ ԼալլԼՈՂՂժօ ԹԼՅՄ ՕԻՄԻՔԻ ՕՂԽՅԻ ՕԼՈ ՔԻԼԻԳՐԻԼՅԱԿԷ

Τυχνηαίικη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $es=he/f/450=2.40/450=0.00533$  m

$\epsilon_{\text{opt}} = (\frac{M_m}{N_m}) + \epsilon_m + s = 0.02239 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02772$  m

Η Ανυπόγραφοι είναι <=15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρικότητα λόγω ερπονισμού εκ=0

Εκκεντρότητα στο ηεσίο πέηηο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.02772 + 0.00000 = 0.02772$  m

Ελαχίστη εκκλιση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon m = 0.057 = 0.05 \times 0.80 = 0.04000$  m

Μεταλλικός συντελεστής στο ηεαίο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_m=1-2\epsilon_m/t=1-2 \times 0.040/0.80=0.90$

$$N_t = (1.35 \times 2058.9 + 1.50 \times 155.1) / 15.30 = 196.87 \text{ kN/m}$$
$$M_{\text{eff}}^{\text{calc}} = 0.001 \times 196.87 / 0.80 = 0.246 \text{ N/mm}^2$$

Εκκεντρότητα  $\epsilon = 0.14955$   $M_1/N_1 = 107.0 / 196.9 = 0.08129$  m

ΕΚΚΛΗΣΙΑΣΤΙΚΟΙ ΚΑΙ ΠΟΛΙΤΙΚΟΙ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΟΙ

Τυχνηματική εκκλιτική (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκρενιπόρινα στην βόση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.08129 + 0.00000 + 0.00533 = 0.08662$  m

Ελαχίστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.80=0.04000$  m

Μετωικός συντελεστής στην βάση (Eupak-6, 4.4.3)  $\Phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.08662/0.80=0.78$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_{lm} \cdot f_{tk} / \gamma_M = 1000 \times 0.78 \times 0.80 \times 4.51 / 2.20 = 1280.6 \text{ kN/m}$

ՏՀՊԻՇՈՒՄ ՔԻՄ ԻՄԱՅԵ ԱՊԵՅՊԻՇՈՒՄ ԱՊԱՅԻՄՈՒԹՅՈՒՆ ԽՈՆՎՅՈՒՄ ԱՆԻ ՓԻՄ ԵՐԱՊԱՐՈՒՄ ՈՍԻ ԽՈՐԻ ԽՈՐԱՅԻ Ի)

[illegible]

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά ποσά μίλκους  $N_{sd}=1000 \times 0.80 \times 0.321=256.6 \text{ kN/m}$

nsd= 256.6 > 1280.6=Nd  $\rightarrow$  κλονοποίηση ο γάγγλιος σε ορισκή κατάσταση και όχι σε κατάσταση κλονοποίησης

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ  $1.00xg+0.30xq+επιρροή$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακρύφιο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_t = (1.00 \times 1040.5 + 0.30 \times 155.1) / 15.30 = 71.05 \text{ kN/m}$ Μέση κατακρύφια τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 71.05 / 0.80 = 0.089 \text{ N/mm}^2$  $\sigma_{sdo} = 0.089 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μετρήσεις εκκεντρίωσης κατά  $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1)  $M_t = 7.60 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00035 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_t / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_t / N_t + e_{h1} + e_s = 0.10700 + 0.00035 + 0.00533 = 0.11268 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{i1} = 0.05t = 0.05 \times 0.80 = 0.04000 \text{ m}$ Μετακινός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.11268 / 0.80 = 0.72$ Κατακρύφιο φορτίο αντοχής από τον τοίχο  $N_{sd} = 71.0 < 1182.1 = N_{td}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΕΡΙΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακρύφιο φορτίο σχεδιασμού στο πεδίο περίτο  $N_{tm} = (71.05 + 0.40 \times 1.00 \times 1018.4 / 15.30) = 97.67 \text{ kN/m}$ Μέση κατακρύφια τάση σχεδιασμού στο πεδίο περίτο  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 97.67 / 0.80 = 0.122 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου βάθης στο πεδίο περίτο  $M_m / N_m = 0.20 \times 0.10700 \times 71.0 / 97.7 = 0.01557 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στο πεδίο περίτο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.00017 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_t / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα οφειγμένη στα φορτία  $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01557 + 0.00017 + 0.00533 = 0.02107 \text{ m}$ Η δύηρτητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερυσμού  $e_k = 0$ Εκκεντρίτητα στο πεδίο περίτο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.02107 + 0.00000 = 0.02107 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{m1} = 0.05t = 0.05 \times 0.80 = 0.04000 \text{ m}$ Μετακινός συντελεστής στο πεδίο περίτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.040 / 0.80 = 0.90$ Κατακρύφιο φορτίο σχεδιασμού στην βάθη  $N_t = (1.00 \times 2058.9 + 0.30 \times 155.1) / 15.30 = 137.61 \text{ kN/m}$ Μέση κατακρύφια τάση σχεδιασμού στην βάθη  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 137.61 / 0.80 = 0.172 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου στην βάθη  $M_t / N_t = 0.10700 \times 71.0 / 137.6 = 0.05524 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην βάθη λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00035 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_t / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην βάθη (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_t / N_t + e_{h1} + e_s = 0.05524 + 0.00035 + 0.00533 = 0.06092 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{i1} = 0.05t = 0.05 \times 0.80 = 0.04000 \text{ m}$ Μετακινός συντελεστής στην βάθη (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.06092 / 0.80 = 0.85$ Κατακρύφιο φορτίο αντοχής από τον τοίχο  $N_{td} = \phi M_t / \gamma M = 1000 \times 0.85 \times 0.80 \times 4.51 / 2.20 = 1395.5 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακρύφια θλίπτική τάση από απορροφήματα περσπαρμένων στοιχείων  $\sigma_{max} = -0.791 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση περσπαρμένων στοιχείων είναι για περριοχές

τάσεων εκτός των περριοχών συγκεντρώσεως τάσεων στις στήριξες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακρύφιο φορτίο σχεδιασμού από τον τοίχο  $N_{sd} = 1000 \times 0.80 \times 0.791 = 632.7 \text{ kN/m}$ Ν<sub>sd</sub> = 632.7 < 1395.5 = N<sub>td</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίαςΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΔΗΜΗ ΦΟΡΤΙΟ  $1.00xg+0.30xq+επιρροή$  (Ευρωκ-6.4.5.3)Μέγιστη τάση δίδημης από την επίλυση περσπαρμένων στοιχείων  $\sigma_{max} = 0.212 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση περσπαρμένων στοιχείων είναι για περριοχές

τάσεων εκτός των περριοχών συγκεντρώσεως τάσεων στις στήριξες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη θλίπτική τάση από τον τοίχο  $N_{sd} = 1000 \times 0.80 \times 0.212 = 169.5 \text{ kN/m}$ Χαρακτηριστική δίδημη αντοχή  $f_{tk} = 0.70 \times (f_{tk} + 0.4 \times 0.791) = 0.326 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max f_{tk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{tk} = 0.326 \text{ N/mm}^2$ Τιμή σχεδιασμού αντοχής  $N_{td} = f_{tk} \times \gamma M = 118.7 \text{ kN/m}$  $N_{td} = 1000 \times 0.326 \times 0.80 / 2.20 = 118.7 \text{ kN/m}$  $N_{sd} = 169.5 > 118.7 = N_{td}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τήρσεως σε οριακή κατάσταση ατοχίας

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ (ΕΛΑ. Κεφ. 6. εφευρητής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πλάτος πέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρβυων τυχόν παραοισαζόμενες πικρές εφευρητικές τάσεις παραλαμβάνονται από εναλζ οηλίοηου οκρποδότηατος 80x20 [πλάτος x ύψος cm]

η ε ελέχιστο οηλίοη 4φ16 (και ουνδότηηρες 8/20) που ικανοποιεί τα ελέχισα όρια του κανονισμού.

Απόσταση 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιδίων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θαλασσινή ανοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού  $\eta_{ef} = 3.20 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)

Λυγισμότητα  $\eta_{ef}/l_{ef} = 2.40/0.80 = 3.00 < 2.7$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Αντικείμενα βελονών κλειστών σφαιρικών Ευρωκώδικα

Διαστατική τοιχοποιία

Πλάτος τοίχου  $\geq 0.80 \text{ m}$  (επιδέξι)

Λυγισμότητα  $\lambda = 3.00 < 15$  (επιδέξι)

Υψος/μήκος τοίχου  $h/l = 3.20/13.60 = 0.24 < 3.0$  (επιδέξι)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.35x 957.7 + 1.50x 152.6)/13.60 = 111.90 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x111.90/0.80 = 0.140 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.140 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μετρήσεις εκκεντρότητας κατά  $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_d = 16.00 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s1} = \eta_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_{11} = M_d/N_d + e_{h1} + e_{s1} = 0.14302 + 0.00000 + 0.00533 = 0.14835 \text{ m}$

Ελάττωση εκκεντρότητας (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{12} = 0.05x0.80 = 0.04000 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2e_{12}/l = 1 - 2x0.14835/0.80 = 0.63$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο  $N_d = (111.90 + 0.40x1.35x 905.2/13.60) = 147.84 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσο  $\sigma_{sdo} = 0.001x147.84/0.80 = 0.185 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μέσο  $M_d/N_d = 0.20x0.14302x 111.9/147.8 = 0.02165 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_{h2} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s2} = \eta_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στα φορτία  $e_{m2} = (M_d/N_d) + e_{h2} + e_{s2} = 0.02165 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02698 \text{ m}$

Η λυγισμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_{m1} = 0.02698 + 0.00000 = 0.02698 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_{11} = 0.05x0.80 = 0.04000 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μέσο  $\phi = 1 - 2e_{11}/l = 1 - 2x0.04000/0.80 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d = (1.35x1862.9 + 1.50x 152.6)/13.60 = 201.75 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001x201.75/0.80 = 0.252 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_d/N_d = 0.14302x 111.9/201.8 = 0.07932 \text{ m}$

Εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s1} = \eta_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_{11} = M_d/N_d + e_{h1} + e_{s1} = 0.07932 + 0.00000 + 0.00533 = 0.08466 \text{ m}$

Ελάττωση εκκεντρότητας (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{12} = 0.05x0.80 = 0.04000 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2e_{12}/l = 1 - 2x0.08466/0.80 = 0.79$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d = (1.00x 957.7 + 0.30x 152.6)/13.60 = 73.79 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001x 73.79/0.80 = 0.092 \text{ N/mm}^2$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d = (1.00x 957.7 + 0.30x 152.6)/13.60 = 73.79 \text{ kN/m}$

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.00xg+0.30xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d = 1000x0.80x 0.327 = 261.6 \text{ kN/m}$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d = 1000x0.80x 0.327 = 261.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 261.6 < 1297.0 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.0035$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{h1}/450=2.40/450=0.0053$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.10303+0.00035+0.00533=0.10871$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.80=0.0400$  m  
Μετακινός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.10871/0.80=0.73$   
Κατακόρυφο φορτίο ορθόγων στο ηεαίο πέλμα  $N_{ed}=(73.79+0.40 \times 1.00 \times 905.2/13.60)=100.41$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση ορθογώνου στο ηεαίο πέλμα  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 100.41/0.80=0.126$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου στο ηεαίο πέλμα  $M_{ed}/N_{ed}=0.20 \times 0.10303 \times 73.8/100.4=0.01514$  m  
Εκκεντρίτητα στο ηεαίο πέλμα λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.0017$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{h1}/450=2.40/450=0.0053$  m  
Εκκεντρίτητα στα φορτία  $e_{m1}=(M_{ed}/N_{ed})+e_{h1}+e_s=0.01514+0.00017+0.00533=0.02065$  m  
Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερυσσών  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεαίο πέλμα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_{m1}+e_k=0.02065+0.00000=0.02065$  m  
Εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m=0.05t=0.05 \times 0.80=0.0400$  m  
Μετακινός συντελεστής στο ηεαίο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.040/0.80=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνου στη βάση  $N_d=(1.00 \times 1862.9+0.30 \times 152.6)/13.60=140.34$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση ορθογώνου στη βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 140.34/0.80=0.175$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_d/N_d=0.10303 \times 73.8/140.3=0.05417$  m  
Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.0035$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{h1}/450=2.40/450=0.0053$  m  
Εκκεντρίτητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1=M_d/N_d+e_{h1}+e_s=0.05417+0.00035+0.00533=0.060$  m  
Εκκεντρίτητα στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.80=0.0400$  m  
Μετακινός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.06/0.80=0.85$   
Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνου στη βάση  $N_{ed}=\phi_{1m} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.80 \times 4.51/2.20 = 1395.5$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη έλκτική τάση από απορρόγηση πεπερασμένων στοιχείων  $\sigma_{max} = -0.792$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες  
τάσεις εκτός των περικοχών συγκεκριμένης τάσης στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη ή μη ορθογώνια έλκτική τάση από ηεαίο πέλμα  $\sigma_{ed} = 1000 \times 0.80 \times 0.211 = 168.7$  kN/m  
Χαρακτηριστική διαμήκη έλκτική τάση  $f_{tk} = 0.70 \times (f_{tkd} - 0.4 \times \sigma_{ed})$  (Ευρωκ-6.3.6.3(8))  
 $f_{tk} = 0.70 \times (0.150 + 0.4 \times 0.792) = 0.327$  N/mm<sup>2</sup>,  $\max f_{tk} = 1.000$  N/mm<sup>2</sup>, και  $f_{tk} = 0.327$  N/mm<sup>2</sup>  
Τμή ορθογώνου ανοχής είναι  $V_{td} = f_{tk} \cdot t$  (Ευρωκ-6.4.5.3)  
 $V_{td} = 1000 \times 0.327 \times 0.80/2.20 = 118.8$  kN/m  
 $V_{sd} = 168.7 > 118.8 = V_{td}$  άρα ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε οριακή κατάσταση στοίχας

#### Έλεγχος σε διάτνηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+επίσης (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτνησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $\tau_{max} = 0.211$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες  
τάσεις εκτός των περικοχών συγκεκριμένης τάσης στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη ή μη ορθογώνια έλκτική τάση από ηεαίο πέλμα  $\sigma_{ed} = 1000 \times 0.80 \times 0.211 = 168.7$  kN/m  
Χαρακτηριστική διαμήκη έλκτική τάση  $f_{tk} = 0.70 \times (f_{tkd} - 0.4 \times \sigma_{ed})$  (Ευρωκ-6.3.6.3(8))  
 $f_{tk} = 0.70 \times (0.150 + 0.4 \times 0.792) = 0.327$  N/mm<sup>2</sup>,  $\max f_{tk} = 1.000$  N/mm<sup>2</sup>, και  $f_{tk} = 0.327$  N/mm<sup>2</sup>  
Τμή ορθογώνου ανοχής είναι  $V_{td} = f_{tk} \cdot t$  (Ευρωκ-6.4.5.3)  
 $V_{td} = 1000 \times 0.327 \times 0.80/2.20 = 118.8$  kN/m  
 $V_{sd} = 168.7 > 118.8 = V_{td}$  άρα ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε οριακή κατάσταση στοίχας

#### Μεγάλη ομήκη τήνωση σε ορθογώνιο (Εθν. Κετ.μ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο δάπεδο του τοίχου και στο ύψος των υπέρβυθων τοίχων παραρτημάτων 80x20 [πλάτος x ύψος cm]  
με ελάχιστο ομήκη 4φ16 (και συνδέτηρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

#### Υπόγειο

#### T8

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Λιθοδόμη 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιρών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασινική ανοχή τοίχου  $f_{tk} = 4.51$  N/mm<sup>2</sup>

Επί ηρώνας συντελεστής ασφαλείας υλικών  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μήκος αυγίστου  $h_{ef} = 0.75 \times 3.20 = 2.40$  m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Αυξημένη  $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.80 = 3.00 < 27$  εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις έλκτικων κριτηρίων εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαστάσεις τοίχου

Πάχος τοίχου  $= 0.800 > 0.240$  m (εντάξει)

Αυξημένη  $\lambda = 3.00 < 15$  (εντάξει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/14.00 = 0.23 < 3.0$  (εντάξει)

ΕΛΕΓΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο  $\Phi$ όρτιον 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο  $N_i = (1.35x 966.0 + 1.50x 82.9) / 14.00 = 102.03$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x102.03 / 0.80 = 0.128$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta$  απέδο  $M_i/N_i = 0$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta_{hi} = 0.00000$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta_{hi} = 0.00000$  m  
Εκκεντρότητα στο ηεαίο  $\delta_{hi} = 0.00000$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta_{hi} = 0.00000$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i / N_i + \delta_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533$  m  
Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = 102.0 < 1477.6$  Nnd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\Phi$ όρτιον 1.00xg+0.30xq+2.ειορδός (Ευρωκ-6, 4.4.2)  
Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο  $N_i = (1.00x 966.0 + 0.30x 82.9) / 14.00 = 70.78$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x 70.78 / 0.80 = 0.088$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta$  απέδο  $M_i/N_i = 0$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta_{hi} = 0.00035$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i / N_i + \delta_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00035 + 0.00533 = 0.00568$  m  
Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = 70.8 < 1477.6$  Nnd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

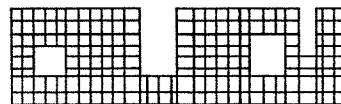
Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\Phi$ όρτιον 1.00xg+0.30xq+2.ειορδός (Ευρωκ-6, 4.4.2)  
Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο  $N_i = (1.00x 966.0 + 0.30x 82.9) / 14.00 = 70.78$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x 70.78 / 0.80 = 0.088$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta$  απέδο  $M_i/N_i = 0$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta_{hi} = 0.00035$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i / N_i + \delta_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00035 + 0.00533 = 0.00568$  m  
Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = 70.8 < 1477.6$  Nnd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΕΥΘΕΡΟΣ ΟΙ ΕΙΔΗΜΟΝΗ ΦΩΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xg+2ε1σ1σ1σ (Ευρωκ-6.4.5.3)

ΕΛΛΗΝΟΣ ΠΕΡΙΟΧΩΝ ΠΕ ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.8)

Συνάξ οπαίσι μὲν οὐ σκυροῦσθαι (Εθν. Κεϊη. εφερομένης Ευρωκ-6, 5.2)

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.80m



Λιθότοπος 0.80  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία εφέλχου παραγωγής λιθωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θαλασπική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί της πορείας συνεισφέροντας οικονομικά για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που προκύπτουν, ο Δήμος έχει προχωρήσει σε επένδυση για την κατασκευή ενός κτιρίου, το οποίο θα στεγάζει τα γραφεία του Δήμου, καθώς και των υπηρεσιών που ανήκουν στον τομέα της καθαριότητας. Η επένδυση αυτή, με την οποία θα εξοικονομούνται σημαντικά ποσά, θα πραγματοποιηθεί με την κατασκευή ενός κτιρίου, το οποίο θα στεγάζει τα γραφεία του Δήμου, καθώς και των υπηρεσιών που ανήκουν στον τομέα της καθαριότητας. Η επένδυση αυτή, με την οποία θα εξοικονομούνται σημαντικά ποσά, θα πραγματοποιηθεί με την κατασκευή ενός κτιρίου, το οποίο θα στεγάζει τα γραφεία του Δήμου, καθώς και των υπηρεσιών που ανήκουν στον τομέα της καθαριότητας.

Διαπολιτισμική Εκπαίδευση

$$P_{\text{max}} = 0.800 > 0.240 \text{ m (3 vte)} \quad \text{max}$$

Λυγερότητα  $\gamma = 3.00 \pm 15$  (επίπεδο) (135013)

$\chi^2_{\text{pooled}}/\text{df} = 3.20/11.45 = 0.28 < 3.0$  (svt&sl)

ΕΛΕΥΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο 1.35xg+1.50xg (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Eἰς τὴν ἀποστολὴν τοῦ Πέτρου

$$N1 = (1.35 \times 782.4 + 1.50 \times 83.0) / 11.45 = 103.12 \text{ KN/m}$$

Μέση κατακόρυφη τάση αχρειασμού στην κορυφή σδο=0.001x103.12/ 0.80= 0.129 N/mm<sup>2</sup>

osdo= 0.129<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται πέλιων εκκεντρότητα κατά (1-κ/4)=0.99

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.00000$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_l=Ml/Nl+eh1+es=0.05502+0.00000+0.00533=0.06035$  m  
Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_l=1-2e_l/t=1-2x0.06035/0.80=0.85$   
Κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_l \times N_{Ed}=1000x0.85x0.80x4.51/2.20=1395.55$  kN/m  
 $N_{sd}=103.1 < 1395.55=N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέλμα και βάση του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος στο ηεσάλο πέλμα  $N_m=(103.12+0.40x1.35x623.2/11.45)=132.51$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίαστος στο ηεσάλο πέλμα  $\sigma_{sdo}=0.001x132.51/0.80=0.166$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου στο ηεσάλο πέλμα  $M_m/N_m=0.20x0.05502x103.1/132.5=0.00856$  m  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα  $e_{hm}=0.00000$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+es=0.00856+0.00000+0.00533=0.01390$  m  
Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $ek=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_l=Ml/Nl+ek=0.01390+0.00000=0.01390$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_l=0.05t=0.05x0.80=0.04000$  m  
Μετωπικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_l/t=1-2x0.04000/0.80=0.90$

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέλμα και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος στο ηεσάλο πέλμα  $N_m=(103.12+0.40x1.35x623.2/11.45)=132.51$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίαστος στο ηεσάλο πέλμα  $\sigma_{sdo}=0.001x132.51/0.80=0.166$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου στο ηεσάλο πέλμα  $M_m/N_m=0.20x0.05502x103.1/132.5=0.00856$  m  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα  $e_{hm}=0.00000$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+es=0.00856+0.00000+0.00533=0.01390$  m  
Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $ek=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_l=Ml/Nl+ek=0.01390+0.00000=0.01390$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_l=0.05t=0.05x0.80=0.04000$  m  
Μετωπικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_l/t=1-2x0.04000/0.80=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_m \times N_{Ed}=1000x0.90x0.80x4.51/2.20=1477.6$  kN/m  
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος ανά μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000x0.80x0.393=314.4$  kN/m  
 $N_{sd}=314.4 < 1477.6=N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+ελεγχός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος στην κορυφή  $N_l=(1.00x782.4+0.30x83.0)/11.45=70.51$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίαστος στην κορυφή  $\sigma_{sdo}=0.001x70.51/0.80=0.088$  N/mm<sup>2</sup>  
Κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκεντρίτητα κατά (1-k/4)=0.99  
Καμπτική ροπή οχεδίαστος στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_l=2.69$  kNm/m

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.00035$  m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$  m

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_l=Ml/Nl+eh1+es=0.03822+0.00035+0.00533=0.04390$  m

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_l=0.05t=0.05x0.80=0.04000$  m

Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_l=1-2e_l/t=1-2x0.04390/0.80=0.80$

Κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_l \times N_{Ed}=1000x0.89x0.80x4.51/2.20=1461.2$  kN/m

$N_{sd}=70.5 < 1461.2=N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέλμα και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίαστος στο ηεσάλο πέλμα  $N_m=(70.51+0.40x1.00x623.2/11.45)=92.28$  kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίαστος στο ηεσάλο πέλμα  $\sigma_{sdo}=0.001x92.28/0.80=0.115$  N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου στο ηεσάλο πέλμα  $M_m/N_m=0.20x0.03822x70.5/92.3=0.00584$  m

Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα  $e_{hm}=0.00017$  m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$  m

Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+es=0.00584+0.00017+0.00533=0.01135$  m

Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $ek=0$

Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_l=Ml/Nl+ek=0.01135+0.00000=0.01135$  m

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_l=0.05t=0.05x0.80=0.04000$  m

Μετωπικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_l/t=1-2x0.04000/0.80=0.90$







ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΔΗΜΗΝ ΦΟΡΤΙΟΝ  $1.00xg+0.30xq+2.50p$  (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη δόση διείσδυσης από επιλύση περσπαρμένων στοιχείων  $t_{max} = 0.258 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη δόση που προκύπτει από την επιλύση περσπαρμένων στοιχείων είναι για περσπαρμένους)

ιδέων εκτός των περσπαρμένων συγκρίσεων ιδέων στις επιρροές δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού από τον έλεγχο  $V_{sd} = 1000x0.80x0.258 = 206.7 \text{ KN/m}$

(Χαρακτηριστική διαμήκη δύναμη  $F_{tk} = 0.70x(F_{tk}+0.4xV_{sd}) = 0.364 \text{ N/mm}^2$ ,  $max F_{tk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $F_{tk} = 0.364 \text{ N/mm}^2$ )

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έλξης  $V_{td} = F_{tk} \cdot L \cdot \gamma_m$  (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{td} = 1000x0.364x0.80/2.20 = 132.3 \text{ KN/m}$

$V_{sd} = 206.7 > 132.3 = V_{td}$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος έλξης σε ορισκή κατάσταση στοίχας

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΜΟΙΟΤΗΤΟΥ ΕΚΠΟΔΕΜΑΤΟΣ (Εθν. Κετ.μ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Επο πάλιν πέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρβυθων τυχόν παρονομαζόμενες μικρές επεκτατικές ιδέες παραλαμβάνονται από ελέγχον ομοιοτήτων εκποδόμετος  $80x20$  [ηκτός x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό  $\phi 16$  (και συνδετήρες  $\phi 8/20$ ) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

## ΥΠΟΛΟΙΣΤΟ

## T11

Διαστάσεις μήκος=15.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.80m

Αιδοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιτών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσινή αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επεί πέρος συνδεσμού ασφαλείας υλικού  $\gamma_m = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = 0.75x3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμός  $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.80 = 3.00 < 27$  επιδέει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Διαστάσεις βελών κειμένων εφαρμογής Ευρωκ-6

Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου  $= 0.80 \text{ m}$  (επιδείει)

Λυγισμός  $\lambda = 3.00 < 15$  (επιδείει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/15.70 = 0.20 < 3.0$  (επιδείει)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.35x774.8+1.50x240.2)/15.70 = 89.57 \text{ KN/m}$

Μέση κατακόρυφη ιδέα σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x89.57/0.80 = 0.112 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.112 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. T.2) γίνεται μέση κατακόρυφη κατά (1-x/4)=0.99

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα T.1)  $M_d = 5.78 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{hi} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_i = M_d/N_d + e_{hi} + e_s = 0.06449 + 0.00000 + 0.00533 = 0.06983 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{i1} = 0.05t = 0.05x0.80 = 0.04000 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.06983/0.80 = 0.83$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από τον έλεγχο  $N_{rd} = \phi_1 \cdot M \cdot f_k / \gamma_m = 0.83x0.80x4.51/2.20 = 1362.7 \text{ KN/m}$

$N_{sd} = 89.6 < 1362.7 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε ορισκή κατάσταση στοίχας

Ελέγχος αντοχής στο μέσο πενήντο και βόνη του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο πενήντο  $N_m = (89.57+0.40x1.35x697.6/15.70) = 113.57 \text{ KN/m}$

Μέση κατακόρυφη ιδέα σχεδιασμού στο μέσο πενήντο  $\sigma_{sdo} = 0.001x113.57/0.80 = 0.142 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου βόνης στο μέσο πενήντο  $M_m/N_m = 0.20x0.06449x89.6/113.6 = 0.01017 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσο πενήντο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01017 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01551 \text{ m}$

Η λυγισμότητα είναι  $< 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσο πενήντο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.01551 + 0.00000 = 0.01551 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{m1} = 0.05t = 0.05x0.80 = 0.04000 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μέσο πενήντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.040/0.80 = 0.90$



ΕΛΕΓΧΟΣ ΨΕΥΔΕΣΕΩΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΑΝΑΘΗΝΑΙΟ ΑΘΗΝΑΙΟ ΝΟΜΟΚΟΜΕΙΟ... ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΙΟΧΩΣ ΤΟΙΧΩΝ 28Α. 132

Συναξάριον ἀναγινόμενον ἀκουομένων (Εθν. Κελη. εφαρμογὴς Ευρωκ-6, 5.2)

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΕΚΔΟΣΕΩΝ ΔΙΔΑΚΤΙΚΩΝ ΒΙΒΛΙΩΝ (ΙΤΥΥ Δ.Ε.)  
ΛΕΥΚΩΣΙΑ

Ελάχιστος σε διὰ τίμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xg+2εισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

noXioi noi kavg iav oipheh oimozh oio Suxoiax Soxlavv

noX,oi noi yfopox lilio Suxoiaa SoxXezvT

Εγέλυος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.00xg+0.30xg+2εισμός$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)









Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου στη βάση  $N_1 = (1.00 \times 14.74 + 0.0 + 0.30 \times 91.0) / 12.20 = 123.06 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση ορθογώνιου στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 123.06 / 0.75 = 0.164 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.03855 \times 72.1 / 123.1 = 0.02258 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{H1} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{H1} + e_s = 0.02258 + 0.00035 + 0.00533 = 0.02826 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου ορθογώνιου στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.75 = 0.0375 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2 \times 0.0375 / 0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου  $N_{\text{δο}} = \phi_1 \times N_1 = 1000 \times 0.90 \times 0.75 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτρίψιμα πεπερασμένων στοιχείων  $\sigma_{\text{max}} = -0.860 \text{ N/mm}^2$

Τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις οριζόντιες δοκούς που ελέγχονται χωριστά

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου από ορθογώνια πεπερασμένα στοιχεία για περιοχές

$N_{\text{δο}} = 645.3 < 1385.3 = N_{\text{δο}}$  (κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου από ορθογώνια πεπερασμένα στοιχεία)

**Ελέγχος σε διέγερση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2.50xg (Ευρωκ-6.4.5.3)**

Μέγιστη τάση διέγερσης από επίστρωση πεπερασμένων στοιχείων  $\sigma_{\text{max}} = 0.243 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίστρωση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις οριζόντιες δοκούς που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή ορθογώνιου τριγωνικού από ορθογώνια πεπερασμένα στοιχεία  $V_{\text{δο}} = 182.2 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική θλιπτική τάση  $f_{\text{tk}} = 0.70 \times (f_{\text{tk}} + 0.4 \times \sigma_{\text{δο}}) = 0.346 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{\text{tk}} = 0.346 \text{ N/mm}^2$

Τιμή ορθογώνιου τριγωνικού  $V_{\text{δο}} = f_{\text{tk}} \times t = 0.346 \times 0.75 = 1000 \times 0.346 = 117.9 \text{ kN/m}$

$V_{\text{δο}} = 1000 \times 0.346 \times 0.75 / 2.20 = 117.9 \text{ kN/m}$

$V_{\text{δο}} = 182.2 > 117.9 = V_{\text{δο}}$  (κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου από ορθογώνια πεπερασμένα στοιχεία)

**Ελέγχος ορθογώνιου ακυροδότητος (Εβ. Κε.Π. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)**

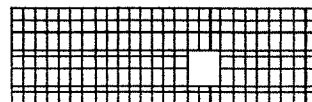
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υποδομικών τοίχων παρουσιάζονται μικρές φεγγαριές τάσεις

με ελάχιστο οριζόντιο  $4\phi 16$  (και συντελεστής  $\phi 8/20$ ) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

## Πρόβλεψη

### Τ15

Διαστάσεις μήκος=10.49m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m



Λιθόδομη 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοδομικών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας  $f_{\text{tk}} = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικών  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{\text{ef}} = 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμός  $h_{\text{ef}} / t_{\text{ef}} = 2.40 / 0.75 = 3.20 < 27$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

**Απαιτήσεις θλιπτικού και τριγωνικού εφάρμογής Ευρωκ-6**

Διαστατική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $= 0.750 > 0.240 \text{ m}$  (επιδέξι)

Λυγισμός  $\lambda = 3.20 < 15$  (επιδέξι)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20 / 10.49 = 0.31 < 3.0$  (επιδέξι)

**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελέγχος αντοχής στη κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου στη κορυφή  $N_1 = (1.35 \times 821.6 + 1.50 \times 77.9) / 10.49 = 116.87 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση ορθογώνιου στη κορυφή  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 116.87 / 0.75 = 0.156 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{\text{δο}} = 0.156 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέγιστες εκκεντρότητες κατά (1-x/4)=0.99

Καμπυλική ποπή ορθογώνιου στη κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 5.85 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στη κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{H1} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{H1} + e_s = 0.05005 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05538 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.75 = 0.0375 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στη κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2 \times 0.05538 / 0.75 = 0.85$

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου από ορθογώνια πεπερασμένα στοιχεία  $N_{\text{δο}} = 116.9 < 1308.3 = N_{\text{δο}}$



ΕΛΕΓΧΟΣ ΩΣ ΔΙΔΗΜΗΘΗ ΦΟΡΤΙΟΝ  $1.00xg+0.30xq+επιμερ$  (Ευρωκ-6.4.5.3)Μέγιστη τάνη διδμήθη από επιβλυσήν περσπομένην στοίχισται  $max=0.229 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τάνη που προκύπτει από την επιβλυσήν περσπομένην στοίχισται είναι για περιόχες

τάσεων εκτός των περιόχων ουγκένιθωης τάσεων στις στήριξες δοκάν που ελέγχονται Χωρίς

Μέγιστη τιμή σχεδίασμού τήνους ανά μονάδα μήκους  $Vsd=1000x0.75x0.229=171.6 \text{ KN/m}$ Χαρακτηριστική διατηνική αντοχή  $Fvk=0.70x(Ftk+0.4xod)$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8)) $Fvk=0.70x(0.150+0.4x0.742)=0.313 \text{ N/mm}^2$ ,  $maxFvk=1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $Fvk=0.313 \text{ N/mm}^2$ Τιμή σχεδίασμού αντοχής έλκνι τήνους  $Vtd=Fvk.Ftk./\gamma M$  (Ευρωκ-6.4.5.3) $Vtd=1000x0.313x0.75/2.20=106.6 \text{ KN/m}$  $Vsd=171.6 > 106.6=Vtd$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τήνους σε ορισκή κατάσταση στοίχας

Ζεύς ονλίσθεν ουκροδής (Εθν. Κετ. εφρπολής Ευρωκ-6, 5.2)

Ετο πλνν μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθων τυχόν αρροισαζόμενες μικρές εφεκυστικές τάσεις

παράβηθεν από σελζ ονλίσθεν ουκροδής  $75x20$  [πάτος x ύψος cm]

Η ελχιστο ονλίσθ 4φ16 (και σνδστήρες 8/20) που ικανοποιεί τα ελχιστά όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

Π16

Διαστάσεις μήκος=3.93m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m

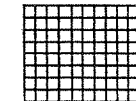
Αιδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαπτική αντοχή τοιχοποιίας  $Fk=4.51 \text{ N/mm}^2$ Επλ μέρους σνδλίσθας υλίκου  $\gamma M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πινκ.2.3)Μήκος λνλίσθ  $het=pxh=0.75x3.20=2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)λνλίσθ  $het/lef=2.40/0.75=3.20 < 27$  ελδξεί (Ευρωκ-6, 4.4.6)

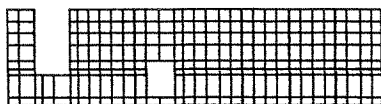
Απλίσθες έθνικος κείθεν εφρπολής Ευρωκδίκ



Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδίασμού στην κορυφή  $Nl=(1.35x42.5+1.50x37.0)/3.93=28.72 \text{ KN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάνη σχεδίασμού στην κορυφή  $osdo=0.001x28.72/0.75=0.038 \text{ N/mm}^2$   
 $osdo=0.038 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίεται μέση εκκενρότητα κατά  $(1-x/4)=0.98$   
Καμπτική ροπή σχεδίασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $MI=4.12 \text{ kNm/m}$   
Εκκενρότητα στην κορυφή  $ehl=0.0000 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκενρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $es=het/450=2.40/450=0.0053 \text{ m}$   
Εκκενρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $el=Ml/Nl+ehl+es=0.14336+0.0000+0.0053=0.14870 \text{ m}$   
Ελέγχος σνδλίσθς στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $el=0.05t=0.05x0.75=0.03750 \text{ m}$   
Μετωικός σνδλίσθς στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi l=1-2el/t=1-2x0.14870/0.75=0.60$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $Ntd=\phi lm.Fk/\gamma M=1000x0.60x0.75x4.51/2.20=923.5 \text{ KN/m}$   
 $Nsd=28.7 < 923.5=Ntd$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε ορισκή κατάσταση στοίχας  
Ελέγχος αντοχής στο μέσολο πέητο και βόη του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδίασμού στο μέσολο πέητο  $Nm=(28.72+0.40x1.35x245.2/3.93)=62.41 \text{ KN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάνη σχεδίασμού στο μέσολο πέητο  $osdo=0.001x62.41/0.75=0.083 \text{ N/mm}^2$   
Εκκενρότητα φορτίου βεπδού στο μέσολο πέητο  $Mm/Nm=0.20x0.14336x28.7/62.4=0.01319 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκενρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $es=het/450=2.40/450=0.0053 \text{ m}$   
Εκκενρότητα στο μέσολο πέητο  $ehl=0.0000 \text{ m}$   
Εκκενρότητα οφείλδην στα φορτία  $em=(Mm/Nm)+ehl+es=0.01319+0.0000+0.0053=0.01853 \text{ m}$   
Η λνλίσθ είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκενρότητα λόγω ερυσμού  $ek=0$   
Εκκενρότητα στο μέσολο πέητο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $em=em+ek=0.01853+0.0000=0.01853 \text{ m}$   
Ελέγχος σνδλίσθς στο μέσολο πέητο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi m=1-2em/t=1-2x0.038/0.75=0.90$



Λιθοτόπη 0.85  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρώκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής Λιθοτομμάτων Ι (Ευρώκ-6, 3.1.1  
ΕΛΠΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΙΧΗΤΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ  $\bar{\epsilon}k = 4.51 \text{ N/mm}^2$



Σελίδα σπάνιων ορυκτοειδών (Εθν. Κετμ. εφορευμάτων Ε.Υ.Π.-6, 5.2)

Συντάχθηκε σύμφωνα με το άρθρο 5.2 του Κανονισμού (ΕΕ) αριθ. 609/67

Επὶ τῆς ἐκτέλεσης τοῦ προγράμματος ἀποδοτέον ἀποδοτικὸν ποσοστὸν 1.00xg+0.30xg+2εἰρηδός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Εὐχόμενος ἀντιοχεῖς αὐτοῦ παραῖτο καὶ βασιλῆα τοῦ τοῖχου

Ελάχιστος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.00xg+0.30xg+Σεισμός$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Διαστάσεις μήκος = 9.69m, ύψος = 3.20m, πλάτος = 0.85m

Λιθοδομή 0.85

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσπιδίων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλαστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγιστική  $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.85 = 2.82 < 27$  επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις θένικου κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαστατική τοιχοποιία

Πλάτος τοίχου = 0.850 &gt; 0.240 m (επιδέξει)

Λυγιστική  $\gamma = 2.82 < 15$  (επιδέξει)Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/9.69 = 0.33 < 3.0$  (επιδέξει)**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.35x 807.8 + 1.50x 71.7) / 9.69 = 123.64 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.145 \text{ N/mm}^2$ σδο = 0.145 < 0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεταί μετση εκκεντρότητας κατά (1-k/4)=1.00Καμπτική ροπή  $M_1$  στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 6.80 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.05496 + 0.00000 + 0.00533 = 0.06029 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.85 = 0.04250 \text{ m}$ Μετακός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.06029/0.85 = 0.86$ Κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_1 M_1/t = 123.64/0.85 = 150.02 \text{ kN/m}$ σδο = 123.6 < 150.02=N<sub>rd</sub> κανονοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο μέσαιο πέηητο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_m = (123.64 + 0.40 \times 1.35x 658.8 / 9.69) = 160.35 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 160.35 / 0.85 = 0.189 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου  $N_m$  στο μέσαιο πέηητο  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.05496 \times 123.6 / 160.4 = 0.00848 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μέσαιο πέηητο λόγω ε<sub>hm</sub> = 0.00000 mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00848 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01381 \text{ m}$ Η λυγιστική είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ε<sub>ek</sub> = 0Εκκεντρότητα στο μέσαιο πέηητο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.01381 + 0.00000 = 0.01381 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.85 = 0.04250 \text{ m}$ Μετακός συντελεστής στο μέσαιο πέηητο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.043/0.85 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.35 \times 146.6 + 1.50 \times 71.7) / 9.69 = 215.42 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 215.42 / 0.85 = 0.253 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_1/N_1 = 0.05496 \times 123.6 / 215.4 = 0.03154 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03154 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03688 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.85 = 0.04250 \text{ m}$ Μετακός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.04250/0.85 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_{rd} = \phi_1 M_1/t = 100.0 \times 0.90 \times 0.85 \times 4.51/2.20 = 157.0 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θάλαστική τάση από αποτελεσμάτα πεπερασμένων στοιχείων  $\sigma_{\text{max}} = -0.376 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόξες

τάσεις εκτός των περικόξων συγκέντρωσης τάσεων στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\text{δο}} = 100.0 \times 0.85 \times 0.376 = 31.94 \text{ kN/m}$ σδο = 31.94 < 157.0=N<sub>rd</sub> κανονοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00xg+0.30xq+2xioq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.00 \times 807.8 + 0.30 \times 71.7) / 9.69 = 85.58 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.101 \text{ N/mm}^2$ σδο = 0.101 < 0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεταί μετση εκκεντρότητας κατά (1-k/4)=1.00Καμπτική ροπή  $M_1$  στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 3.23 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{H1}=0.00035$  m  
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Eupok-6.4.7.2)  $e_s=e_{H1}/450=2.40/450=0.00533$  m  
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Eupok-6.4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{H1}+e_s=0.03772+0.00035+0.00533=0.04340$  m  
 Εξάχιστη εκκεντρότητα (Eupok-6, 4.4.3)  $e_2=0.05t=0.05 \times 0.85=0.04250$  m  
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Eupok-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.04340/0.85=0.90$   
 Κατακόρυφοι φορτίοι αντιστοιχεί στην κορυφή (Eupok-6, 4.4.3)  $N_{rd}=\phi_1 \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.85 \times 4.51/2.20 = 1570.0 \text{ kN/m}$   
 $N_{sd} = 85.6 > N_{rd} = 1570.0 \Rightarrow$  η κατανομή των εντάσεων είναι ασταθής και απαιτείται να δοθεί λύση με τη μέθοδο των επαναλήψεων.

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma \chi \epsilon \delta \iota \sigma \mu \acute{o} \varsigma$  στο ηεσάλο  $\eta \epsilon \mu = (85.58 + 0.40 \times 1.00 \times 658.8 / 9.69) = 112.78 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma \chi \epsilon \delta \iota \sigma \mu \acute{o} \varsigma$  στο ηεσάλο  $\sigma \sigma \delta \circ = 0.001 \times 112.78 / 0.85 = 0.133 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta \alpha \eta \acute{\epsilon} \sigma \tau \circ$  στο ηεσάλο  $M \mu / N \mu = 0.20 \times 0.03772 \times 85.6 / 112.8 = 0.00572 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h \cdot e / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα οφέλιμης  $\sigma \tau \alpha$  φορτία  $e \mu = (M \mu / N \mu) + e \mu + e_s = 0.00572 + 0.00017 + 0.00533 = 0.01123 \text{ m}$   
Η  $\lambda \upsilon \eta \eta \rho \acute{\iota} \eta \tau \alpha$  είναι  $< 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα  $\lambda \delta \omega \epsilon$   $e \mu + e_k = 0.01123 + 0.00000 = 0.01123 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στο ηεσάλο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e \mu = e \mu + e_k = 0.01123 + 0.00000 = 0.01123 \text{ m}$   
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e \mu = 0.05 \times 0.05 \times 0.85 = 0.04250 \text{ m}$   
Μετακίνος συντελεστής στο ηεσάλο  $\phi \mu = 1 - 2 \epsilon \mu / t = 1 - 2 \times 0.043 / 0.85 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma \chi \epsilon \delta \iota \sigma \mu \acute{o} \varsigma$  στη βάση  $N \mu = (1.00 \times 1466.6 + 0.30 \times 71.7) / 9.69 = 153.57 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma \chi \epsilon \delta \iota \sigma \mu \acute{o} \varsigma$  στη βάση  $\sigma \sigma \delta \circ = 0.001 \times 153.57 / 0.85 = 0.181 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M \mu / N \mu = 0.03772 \times 85.6 / 153.6 = 0.02102 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στη βάση  $\lambda \delta \omega \epsilon$   $e \mu + e_k = 0.00035 \text{ m}$

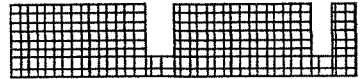
Τυχνηνατική εκκρευιρότητα (Eupak-6.4.4.7.2)  $es=hef/450=2.40/450=0.00533$  m  
 Εκκρευιρότητα στήν βάση (Eupak-6 4.4.3)  $e1=M1/N1+eh1+es=0.02102+0.00035+0.00533=0.02670$  m  
 Ελαχίστη εκκρευιρότητα (Eupak-6, 4.4.3)  $e1=0.05t=0.05 \times 0.04250=0.002125$  m  
 Μετακινός συντελεστής στήν βάση (Eupak-6, 4.4.3)  $\phi 1=1-2e1/t=1-2 \times 0.002125/0.04250=0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο ανοοιστής ανά μονάδα μήκους  $Ntd=\phi 1 \times t \times Fk/YM=1000 \times 0.90 \times 4.51/2.20=1570.0$  kN/m  
 Μέγιστη κατακόρυφη θάλπιση ανά μονάδα μήκους  $Nsd=1000 \times 0.85 \times 4.51/2.20=1570.0$  kN/m  
 Η μέγιστη ιδση που προκοπήει από την επλυσση των οριζιων στοιχειων είναι  $1.76$  N/mm<sup>2</sup>  
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο αχζεζιστορ ανά μονάδα μήκους  $Nsd=1000 \times 0.85 \times 4.51/2.20=1570.0$  kN/m  
 $Nsd=617.0 > 1570.0=Nd$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριζιων καταστροφιστορ  $617.0 > 1570.0=Nd$

Εξάγειν σε διήθηση 1.00xg+0.30xg+2.25g (Ευρωκ-6.4.5.3)

• Գործառնականությունը մի քանի տարիներ ընթացքում (92/88 Տնօրենքի մեջ) 92-ի փոփոխություններով չի  
[առ ծովի և ծովային] ընթացքում ծովային տարածքի փոփոխությունը չի փոխարինվում ընթացքում ծովային տարածքի փոփոխությունը  
Եվստի Եվրոպական ծովային ծովային տարածքի փոփոխությունը ևս ծովի մեջ չի փոխարինվում ծովային տարածքի փոփոխությունը

$\Delta \text{ισοστάθειας} = 15.70 \text{m}$ ,  $\psi \psi \sigma = 3.20 \text{m}$ ,  $\mu \alpha \chi \sigma = 0.90 \text{m}$

Λιθόπηλη 0.90  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία εφέλχου παραγωγής Λιθοπηλών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Ελαστικότητα αντοχής τοιχοποιίας  $E_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$



Entitled "The Role of the State in the Development of the Economy" (Eurasian-6, March 20, 1978)

Μήκος λυγισιοτήτ ηεf=pxh=0.75x 3.20=2.40 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)  
 λυγισιοτήτ ηεf/τεf=2.40/0.90=2.67<27 εφιδέει (Ευρωκ-6, 4.4.4.6)

Απαίτηση Εθνικού κεφαλαίου και επένδυσης Ευρωπαϊκά

Πολύς 0.900 = 0.240 m ( 3 ελίξ )

Λυγροδίητα λ = 2.67 < = 15 (επιδοξίαι) (135x1v3)

$$3.20/15.70 = 0.20 > 3.0 \text{ (svt)} \quad \text{to } 1/4 \text{ no } 101 \text{ } 50 \text{ } 1/50 \text{ } 1/50$$





Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\text{ch}} = 139.50 \text{ kN/m}$   $N_1 = (1.00 \times 2104.5 + 0.30 \times 285.6) / 15.70 = 139.50 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη δύναμη  $\sigma_{\text{ch}} = 0.001 \times 139.50 / 0.90 = 0.155 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.04456 \times 71.8 / 139.5 = 0.02294 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.0035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_f / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_h + e_s = 0.02294 + 0.0035 + 0.00533 = 0.02862 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{1\min} = 0.05 \times 0.90 = 0.0450 \text{ m}$

Μετακίνος συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2 e_1 / t = 1 - 2 \times 0.0450 / 0.90 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \times N_1 = 1000 \times 0.90 \times 4.51 / 2.20 = 1662.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική δύναμη από αποτρίψιμα πεπερασμένων στοιχείων  $m_{\text{ch}} = -0.711 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη δύναμη που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοχες

τάσεις εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήλφες δόκων που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{ed}} = 1000 \times 0.90 \times 0.711 = 639.6 \text{ kN/m}$

$N_{\text{ed}} = 639.6 < 1662.3 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

### Ελέγχος σε διάτμηση $\phi_{\text{ch}} = 1.00 \times g + 0.30 \times q + 2 \times l_{\text{ch}} = 1.00 \times 0.90 + 0.30 \times 0.20 + 2 \times 0.0035 = 1.244 \text{ N/mm}^2$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{\text{max}} = 0.200 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοχες

τάσεις εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήλφες δόκων που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή  $\sigma_{\text{ch}} = 0.150 + 0.4 \times 0.711 = 0.304 \text{ N/mm}^2$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8))

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή  $f_{\text{tk}} = 0.70 \times (f_{\text{tk}} + 0.4 \times \sigma_{\text{ch}}) = 0.304 \text{ N/mm}^2$ ,  $\text{max } f_{\text{tk}} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{\text{tk}} = 0.304 \text{ N/mm}^2$

Τιμή  $\sigma_{\text{ch}} = 0.304 \times 0.90 / 2.20 = 124.4 \text{ kN/m}$

$V_{\text{rd}} = 1000 \times 0.304 \times 0.90 / 2.20 = 124.4 \text{ kN/m}$

$V_{\text{ed}} = 179.8 > 124.4 = V_{\text{rd}}$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

### Ελέγχος περιοχών με συγκέντρωση φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δόκων στο πάχος  $\sigma_{\text{ch}} = 0.150 + 0.4 \times 0.711 = 0.304 \text{ N/mm}^2$ . Κάθε στο πάχος  $\sigma_{\text{ch}} = 0.150 + 0.4 \times 0.711 = 0.304 \text{ N/mm}^2$

του τοίχου υπάρχει  $\sigma_{\text{ch}} = 0.150 + 0.4 \times 0.711 = 0.304 \text{ N/mm}^2$ , ελέγχουμε τις θέσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκέντρωσης φορτίων  $\sigma_{\text{ch}} = 0.400 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση  $0.400 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{tk}} / \gamma_M = 4.51 / 2.2 = 2.05$

Δρα ικανοποιείται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

### Ενδείξεις οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κετ.π. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

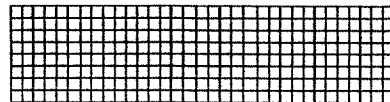
Στο πάχος  $\sigma_{\text{ch}} = 0.150 + 0.4 \times 0.711 = 0.304 \text{ N/mm}^2$  και στο ύψος των υπερβύθων  $\sigma_{\text{ch}} = 0.150 + 0.4 \times 0.711 = 0.304 \text{ N/mm}^2$  και στο ύψος  $\sigma_{\text{ch}} = 0.150 + 0.4 \times 0.711 = 0.304 \text{ N/mm}^2$

με ελάχιστο οπλισμό 4φ16 (και συνδέτηρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T20

Διαστάσεις μήκος=13.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.90m



Αιθέριο 0.90

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσινή αντοχή τοιχοποιίας  $f_{\text{tk}} = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{\text{ef}} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμός  $h_{\text{ef}} / t_{\text{ef}} = 2.40 / 0.90 = 2.67 < 27$  επιδέσει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις θλιπτικού κριτηρίου εφαρμογής Ευρωκ-6

Διαστατική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $> 0.900 \text{ m}$  (επιδείσει)

Λυγισμός  $\gamma = 2.67 < 15$  (επιδείσει)

Υψος/μήκος τοίχου  $h / l = 3.20 / 13.20 = 0.24 < 3.0$  (επιδείσει)

### Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο $\phi_{\text{ch}} = 1.35 \times g + 1.50 \times q$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\text{ch}} = 139.50 \text{ kN/m}$   $N_1 = (1.35 \times 971.5 + 1.50 \times 275.5) / 13.20 = 130.66 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη δύναμη  $\sigma_{\text{ch}} = 0.001 \times 130.66 / 0.90 = 0.145 \text{ N/mm}^2$

Μέση  $\sigma_{\text{ch}} = 0.145 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μετρήσεις εκκεντρότητας κατά (1-k/4)=1.00

Κατακόρυφη δύναμη  $\sigma_{\text{ch}} = 0.145 \text{ N/mm}^2$  (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 15.96 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.00000$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.12214+0.00000+0.00533=0.12747$  m  
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.90=0.04500$  m  
Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.90=0.04500$  m  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_1=(1.35 \times 159.9 + 1.50 \times 275.5)/13.20=231.75$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 231.75 / 0.90=0.258$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1=0.12214 \times 130.7 / 231.8=0.06886$  m  
Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.00000$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα οφέλδμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.01866+0.00000+0.00533=0.02399$  m  
Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυγιοτή  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.02399+0.00000=0.02399$  m  
Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.90=0.04500$  m  
Μειωτικός συντελεστής στο ηεσάλο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.045/0.90=0.72$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_1 M = 1000 \times 0.72 \times 0.90 \times 4.51/2.20 = 1329.9$  kN/m  
Ns<sub>d</sub> = 130.7 < 1329.9=N<sub>rd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέλντο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλντο  $N_m=(130.66+0.40 \times 1.35 \times 988.4/13.20)=171.10$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλντο  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 171.10 / 0.90=0.190$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου βάπδου στο ηεσάλο πέλντο  $M_m/N_m=0.20 \times 0.12214 \times 130.7 / 171.1=0.01866$  m  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{hm}=0.00000$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα οφέλδμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.01866+0.00000+0.00533=0.02399$  m  
Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυγιοτή  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.02399+0.00000=0.02399$  m  
Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.90=0.04500$  m  
Μειωτικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.90=0.90$

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο πέλντο  $1.00xg+0.30xq+ελεγχός$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_1=(1.00 \times 971.5 + 0.30 \times 275.5)/13.20=79.86$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 79.86 / 0.90=0.089$  N/mm<sup>2</sup>  
Ns<sub>d</sub> = 0.089 < 0.25N<sub>mm</sub><sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται ηέωση εκκεντρίτητας κατά (1-k/4)=1.00  
Καμπητική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1=7.58$  kNm/m

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.00035$  m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.09493+0.00035+0.00533=0.10061$  m

Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.90=0.04500$  m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.10061/0.90=0.78$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_1 M = 1000 \times 0.78 \times 0.90 \times 4.51/2.20 = 1440.7$  kN/m  
Ns<sub>d</sub> = 79.9 < 1440.7=N<sub>rd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέλντο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλντο  $N_m=(79.86+0.40 \times 1.00 \times 988.4/13.20)=109.81$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλντο  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 109.81 / 0.90=0.122$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου βάπδου στο ηεσάλο πέλντο  $M_m/N_m=0.20 \times 0.09493 \times 79.9 / 109.8=0.01381$  m

Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{hm}=0.00017$  m

Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m

Εκκεντρίτητα οφέλδμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.01381+0.00017+0.00533=0.01931$  m

Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυγιοτή  $e_k=0$

Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.01931+0.00000=0.01931$  m

Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.90=0.04500$  m

Μειωτικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.90=0.90$





## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΔΗΜΗ ΦΟΡΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xg+ΔΙΕΙΣΘΟΣ (ΕΥΡΩΚ-6.4.5.3)

Μεγίστην τόση διδμήνη από επιβάρυνση επηρεαζόμενων στοιχείων  $t_{max} = 0.325 \text{ N/mm}^2$   
(Η μέγιστη τόση που προκύπτει από την επιβάρυνση επηρεαζόμενων στοιχείων είναι για περίοχες τόσων εκτός των περιόχων συγκεντρώσεων τόσων σιγής σιγής τόσων που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη τιμή σχεδιασμού επηρεαζόμενων από πόδια μήκους  $V_{sd} = 1000 \times 0.80 \times 0.325 = 260.3 \text{ KN/m}$   
Χαρακτηριστική διατηρητική αντοχή  $f_{tk} = 0.70 \times (f_{tko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$  (ΕΥΡΩΚ-6 3.6.3, ΕΥΡΩΚ-6 3.6.3(8))  
 $f_{tk} = 0.70 \times (0.150 + 0.4 \times 1.089) = 0.410 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max f_{tk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{tk} = 0.410 \text{ N/mm}^2$   
Τιμή σχεδιασμού αντοχής είναι  $V_{rd} = f_{tk} \cdot t \cdot l \cdot y_m$  (ΕΥΡΩΚ-6 4.5.3)  
 $V_{rd} = 1000 \times 0.410 \times 80 / 2.20 = 149.1 \text{ KN/m}$   
 $V_{sd} = 260.3 > 149.1 = V_{rd}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε ορισκή κατάσταση στοίχας

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΧΩΝ ΠΕ ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.8)

Από τη συνάρτηση επηρεαζόμενων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις φόρτισης  
τόκων στο πάχος πέρος οι μέγιστες θλίπτικές τόσεις. Κάθε στο πάχος πέρος  
του τοίχου υπέρχει οπλισμένο σε δύο, ελέγχουμε τις τόσεις σε χαμηλότερη σειρά επηρεαζόμενων στοιχείων.  
Η μέγιστη θλίπτική τόση στην περίοχη συγκεντρώμενων φορτίων  $\sigma_{sdmax} = 0.546 \text{ N/mm}^2$   
Η μέγιστη αυτή τόση  $0.546$  είναι  $< f_{tk} / y_m = 4.51 / 2.2 = 2.05$   
όρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του ΕΥΡΩΚ-6 4.4.8

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ (ΕΘ. ΚΕΤ. ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΥΡΩΚ-6, 5.2)

Στο πάχος πέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερέχων τοίχων παρουνισμένων μικρές εφεδχυστικές τόσεις  
παρουνισμένων από σε δύο οπλισμένους σκυροδέματος  $80 \times 20$  [πάχος  $\times$  ύψος cm]  
με ελάχιστο οπλισμό 4φ16 (και συνδέτηρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

## Υπόγειο

## Π22

Διαστάσεις μήκος=11.02m, ύψος=3.20m, πάχος=0.80m

Λιθοδόμη 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (ΕΥΡΩΚ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παρουνισμένων I (ΕΥΡΩΚ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί πέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_m = 2.20$  (ΕΥΡΩΚ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού  $\eta e = p \cdot x = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.4.3)

Λυγιστική  $\eta e / t = 2.40 / 0.80 = 3.00 < 2.7$  εντάξει (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.6)

## Απαιτήσεις Εθνικών Κριτέρων Εφαρμογής Ευρωπαϊκής

Διαστατική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $> 0.800 \text{ m}$  (εντάξει)

Λυγιστική  $\lambda = 3.00 < 15$  (εντάξει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h / l = 3.20 / 11.02 = 0.29 < 3.0$  (εντάξει)

## Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.35 \times 939.0 + 1.50 \times 81.1) / 11.02 = 126.07 \text{ KN/m}$

Μέση κατακόρυφη τόση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 126.07 / 0.80 = 0.158 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sd} = 0.158 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  όρα (ΕΥΡΩΚ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέση επηρεαζόμενες κατά (1-k/4)=0.99

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (ΕΥΡΩΚ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_d = 5.67 \text{ KNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta e / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (ΕΥΡΩΚ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{h1} + e_s = 0.04500 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05033 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $e_{l1} = 0.05 \times 0.80 = 0.04000 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2 \times 0.05033 / 0.80 = 0.87$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά πόδια μήκους  $N_{rd} = \phi_1 \cdot m \cdot t \cdot f_k / y_m = 1000 \times 0.87 \times 0.80 \times 4.51 / 2.20 = 1428.4 \text{ KN/m}$

$N_{sd} = 126.1 < 1428.4 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε ορισκή κατάσταση στοίχας

Ελέγχος αντοχής στο μέσαιο πένητο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσαιο πένητο  $N_m = (126.07 + 0.40 \times 1.35 \times 703.7 / 11.02) = 160.55 \text{ KN/m}$

Μέση κατακόρυφη τόση σχεδιασμού στο μέσαιο πένητο  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 160.55 / 0.80 = 0.201 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μέσαιο πένητο  $M_m / N_m = 0.20 \times 0.04500 \times 126.1 / 160.6 = 0.00707 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσαιο πένητο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta e / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00707 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01240 \text{ m}$

Η λυγιστική είναι  $\lambda = 15$  όρα (ΕΥΡΩΚ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω επηρεαζόμενων  $e_k = 0$

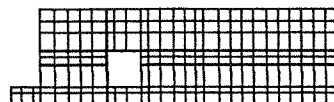
Εκκεντρότητα στο μέσαιο πένητο (ΕΥΡΩΚ-6 4.4.3)  $e_m = 0.05 \times 0.80 = 0.04000 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στο μέσαιο πένητο (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.040 / 0.80 = 0.90$



ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΕΚΔΟΣΕΩΝ ΔΙΔΑΚΤΙΚΩΝ ΒΙΒΛΙΩΝ (ΙΤΥΣ)

Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.75m



Λιθοποιή 0.75  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελγέλου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θαλασσιακή αντοχή 101Χοποιήσας  $f_{rk} = 4.51 \text{ N/mm}^2$

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΕΚΔΟΣΕΩΝ ΔΙΔΑΚΤΙΚΩΝ ΒΙΒΛΙΩΝ (ΙΤΥΥ ΔΕΦ)

Εὐαγγέλιον τοῦ μαρτυροῦντος ἑαυτὸν

$$K_{\text{кавадрат}} = (1.35 \times 873.7 + 1.50 \times 57.0) / (11.30 + 111.95) \text{ кН/м}$$

σ<sub>σδ</sub> = 0.149 > 0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. I.2) γίνεται η έλεγχος εκκεντρίτητας κατά (I-K/4) = 0.99

Համառոտ բովանդակությունը տրվում է հետևյալ աղյուսակով (Հարակից Լ.1) Միջ = 2.86 kNm/m

Εκκλιπόμενα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi}=0.00000$  m

$\text{E}\pi_{\text{H}}^{\text{H}} = 0.0053 \text{ m}$  (Eπ<sub>H</sub><sup>H</sup> = 0.0053 m)  
 $\text{E}\pi_{\text{H}}^{\text{H}} = 0.0053 \text{ m}$  (Eπ<sub>H</sub><sup>H</sup> = 0.0053 m)

Ελαχίστη εκκλιση (Ευκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.03750 \text{ m}$

Μετρίαιες συνταγές της σελή κορυφής (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi = 1-1-2\epsilon l / \tau = 1-2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$   
 Κατακόρυφοι άξονες των ποταμών Ντράβλα, Τέκ/Μ=1000x0.90x0.75x 4.51/2.

[illegible]

Ελληνική Σοφία και ορθόδοξη πίστη

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\omicron\varsigma}$  στο ηεσίο  $\pi\epsilon\pi\iota\sigma\iota$   $Nm=(111.95+0.40x1.35x$   
 $619.5/11.30)=141.55$  k

Εκκεντρίτητα Φορέων:  $Mm/Nm=0.20 \times 0.02559 \times 111.9 / 141.6=0.00405$  m

Εκκεντρότητα στο ηεατο ηεηπτο λγω οριζωντων φορτων  $e_{hm}=0.0000$  m  
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ejokw-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{he}/450=2.40/450=0.000$

Εκκλινόμενη η κλίση εκκλινόμενης είναι  $\alpha = 6.4^\circ$  (Ευρώπη-6.4°). Η  $\alpha = \arctan(450/2.40) = 10.55^\circ$  είναι η κλίση του φορέα  $\alpha_m = (M/N)/e_m = (M/N)/e_m = 0.00405 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00938$  m

H AUYHPOHHA EIVAI <=15 dpa (EUPHX-6 4.4.3.2) EKKEVIOPIHA AYWA EPYHOIOT EK=0

Εκκεντρότητα στο ηφαίο ηφαίο (Ευρόκ-6 4.4.3)  $em=em+ek=0.00938+0.00000=0.00938$  m  
 Ελάχιση εκκεντρότητα (Ευρόκ-6, 4.4.3)  $em=0.05t=0.05 \times 0.75=0.0375$  m

Μετωπικός συντελεστής στο ηεαίο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2\epsilon_m / t = 1 - 2 \times 0.038 / 0.75 = 0.90$

$$K_{\text{rate}} = 1.35 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1} \quad N = 1.35 \times 10^4 \text{ s}^{-1} \quad \text{Rate} = 1.35 \times 10^4 \text{ s}^{-1} \times 1.35 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1} = 0.00185 \text{ s}^{-1}$$

$\text{EKKK} \approx 111.9 / 186.0 = 0.02559 \times 10^3$

Εκκλιπόμενη στη βάση  $\chi_{\text{δύο}} \text{ οριζωνίων φορτίων } e h_1 = 0.00000 \text{ m}$   
 Τυμνωτική εκκλιπόμενη (Eltok-6.4.7.2)  $e s = h e t / 450 = 2.40 / 450 = 0.00$

$\text{E}(\text{Eupw}-6.4.4.3) = \frac{\text{M}_1}{\text{N}_1 + \text{e}_{11}} + \frac{\text{e}_{12}}{\text{N}_1 + \text{e}_{11} + \text{e}_{13}} = 0.01544 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02074$

Ελαχιστή εκκλιτική (Eupak-6, 4.4.3)  $\epsilon_l=0.05t=0.05 \times 0.75=0.03750$  m

Μεταστροφές συντελεστών στην Εξίσωση (4.4.3)  $\Phi = 1 - 2\epsilon_1/\epsilon = 1 - 2\alpha_0/\alpha = 0.03/0.07 = 0.90$   
Κατασκευάζουμε πορίοι αναλογισμούς  $N_{\text{eff}} = \Phi m_{\text{eff}}^2/\epsilon = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51/$

Μέγιστη κατακόρυφη θάλασσα:  $\sigma_{\text{max}} = -0.470 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\tau\omicron\varsigma}$  ανά μονάδα μήκους  $Nsd=1000 \times 0.75 \times 0.470 = 352.5 \text{ kN/m}$



## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΦΩΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xq+Σελοφός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΙΟΛΧΟΥ

Κατακρύφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν1=(1.00x 873.7+0.30x 57.0)/11.30=78.83 kN/m

Μέση κατακρύφηση λόγω σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 78.83/0.75=0.105 N/mm<sup>2</sup>σδο=0.105<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέσση εκκέντρωση κατά (1-k/4)=0.99

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1) Μ1= 1.36 kNm/m

Εκκέντρωση λόγω οριζοντίων φορτίων εhl=0.0035 m

Τυχηματική εκκέντρωση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hel/450=2.40/450=0.00533 m

Εκκέντρωση στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) el=Μ1/Ν1+ehl+es=0.01727+0.00035+0.00533=0.02295 m

Εκκέντρωση στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) el=Μ1/Ν1+ehl+es=0.01727+0.00035+0.00533=0.02295 m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) el=1-2el/t=1-2x0.03750/0.75=0.90

Κατακρύφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Νsd=φlm.t.fk/γM=1000x0.90x0.75x 4.51/2.20=1385.3kN/m

Νsd= 78.8 &lt; 1385.3=Nsd ικανοποιείται ο έλεγχος σε ορισκή κατάσταση αντοχής

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΠΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΗ ΤΟΥ ΙΟΛΧΟΥ

Κατακρύφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέπτο Νm=(78.83+0.40x1.00x 619.5/11.30)=100.76 kN/m

Μέση κατακρύφηση λόγω σχεδιασμού στο μεσαίο πέπτο σδο=0.001x100.76/0.75=0.134 N/mm<sup>2</sup>

Εκκέντρωση φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέπτο Μm/Νm=0.20x0.01727x 78.8/100.8=0.00270 m

Εκκέντρωση στο μεσαίο πέπτο λόγω οριζοντίων φορτίων εhm=0.00017 m

Τυχηματική εκκέντρωση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hel/450=2.40/450=0.00533 m

Εκκέντρωση οφειλόμενη στα φορτία em=(Μm/Νm)+ehl+es=0.00270+0.00017+0.00533=0.00821 m

Η λυγηρότητα είναι ≤1 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκέντρωση λόγω ερπυσμού ek=0

Εκκέντρωση στο μεσαίο πέπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) em=em+ek=0.00821+0.00000=0.00821 m

Εκκέντρωση (Ευρωκ-6, 4.4.3) em=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) φm=1-2em/t=1-2x0.038/0.75=0.90

Κατακρύφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση Ν1=(1.00x1493.2+0.30x 57.0)/11.30=133.65 kN/m

Μέση κατακρύφηση λόγω σχεδιασμού στη βάση σδο=0.001x133.65/0.75=0.178 N/mm<sup>2</sup>

Εκκέντρωση φορτίου στη βάση Μ1/Ν1=0.01727x 78.8/133.7=0.01019 m

Εκκέντρωση στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων ehl=0.00035 m

Τυχηματική εκκέντρωση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hel/450=2.40/450=0.00533 m

Εκκέντρωση στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) el=Μ1/Ν1+ehl+es=0.01019+0.00035+0.00533=0.01587 m

Εκκέντρωση στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) el=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ1=1-2el/t=1-2x0.03750/0.75=0.90

Κατακρύφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Νsd=φlm.t.fk/γM=1000x0.90x0.75x 4.51/2.20=1385.3kN/m

Μέγιστη κατακρύφηση θλίπτική από αποτελεσμάτα πεπερασμένων στοιχείων maxon=-0.981 N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοδους

τάσεων εκτός των περιόδων συκέντρωσης τάσεων στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τάση σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους Vsd=1000x0.75x 0.345= 258.5 kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή fvκ=0.70x(fvk+0.4xσd) (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8) )

fvκ=0.70x(0.150+0.4x0.981)=0.380 N/mm<sup>2</sup>, maxfvκ=1.000 N/mm<sup>2</sup>, και fvκ=0.380 N/mm<sup>2</sup>

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τήνωσης Vrd=fvk.t/γM (Ευρωκ-6 4.5.3)

Vrd=1000x0.380x0.75/2.20=129.4 kN/m

Vsd= 258.5 &gt; 129.4=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε ορισκή κατάσταση αντοχής

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΗΟΝ ΦΩΤΙΟΝ 1.00xg+0.30xq+Σελοφός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων tmax=0.345 N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοδους

τάσεων εκτός των περιόδων συκέντρωσης τάσεων στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τήνωσης ανά μονάδα μήκους Vsd=1000x0.75x 0.345= 258.5 kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή fvκ=0.70x(fvk+0.4xσd) (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8) )

fvκ=0.70x(0.150+0.4x0.981)=0.380 N/mm<sup>2</sup>, maxfvκ=1.000 N/mm<sup>2</sup>, και fvκ=0.380 N/mm<sup>2</sup>

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τήνωσης Vrd=fvk.t/γM (Ευρωκ-6 4.5.3)

Vrd=1000x0.380x0.75/2.20=129.4 kN/m

Vsd= 258.5 &gt; 129.4=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε ορισκή κατάσταση αντοχής

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΩΣΕΩΣ ΑΚΥΡΟΘΕΤΟΥ (Εθν. Κελη. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνα πέρος του ιολχού και στο ύψος των υπέρβυων ιυχών παρουνιστάμενες μικρές εφελακυστικές τάσεις

παράγονται από εναλυσή οπλισμένου ακυροθέτου 75x20 [πλάτος x ύψος cm]

Η ελαχιστο οπλισμός 4φ16 (και συνδέτηρες 8/20) που ικανοποιεί τα ελαχιστά όρια του κανονισμού.

Διαστάσεις πλάτους: 10.73m, ύψος: 3.20m, πάχος: 0.75m

Πρότυπο 124

Απόσταση 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής Α (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Ελαστικότητα αντοχής τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ. 2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = 3.20 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)

Λυγισμός  $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.75 = 3.20 < 27$  (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις βελονών και μέγεθος Ευρωκ-6

Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου  $= 0.750 \text{ m}$  (επαξίωση)

Λυγισμός  $\lambda = 3.20 < 15$  (επαξίωση)

Υψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/10.73 = 0.30 < 3.0$  (επαξίωση)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.35x 829.8 + 1.50x 82.5)/10.73 = 115.93 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{sd} = 0.001x115.93/0.75 = 0.155 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{h1} = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.0000 + 0.0000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.05x0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_{h1}/t = 1 - 2x0.03750/0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000x0.90x0.75x 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Μέση  $N_{sd} = 115.9 < 1385.3 = N_{sd}$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{h1} = 0.05x0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στο μέσο του πλάτους και βάθος του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_m = (115.93 + 0.40x1.35x 599.9/10.73) = 146.13 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{sd} = 0.001x146.13/0.75 = 0.195 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $e_{h1} = 0.0000 + 0.0000 + 0.0000 = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσο του πλάτους  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{h1} = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.0000 + 0.0000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.05x0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στο μέσο του πλάτους (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_{h1}/t = 1 - 2x0.03750/0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.35x1429.7 + 1.50x 82.5)/10.73 = 191.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{sd} = 0.001x191.41/0.75 = 0.255 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{h1} = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.0000 + 0.0000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.05x0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_{h1}/t = 1 - 2x0.03750/0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000x0.90x0.75x 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Μέση  $N_{sd} = 115.9 < 1385.3 = N_{sd}$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{h1} = 0.05x0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00xg+0.30xq+2x\epsilon_{\text{εισόδου}}$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.00x 829.8 + 0.30x 82.5)/10.73 = 79.64 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{sd} = 0.001x 79.64/0.75 = 0.106 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $e_{h1} = 0$  στην κορυφή  $M_1/N_1 = 0$



Λιθοδόμη 0.40

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσπιδίων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

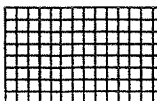
Θαλαστική ανοχή τοιχοποιίας Γκ = 3.78 N/mm<sup>2</sup>

Επί πέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού γμ=2.20 (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού hef=pxh=0.75x 3.20= 2.40 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Ανυψώτητα hef/tef= 2.40/0.40= 6.00&lt;27 επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα



Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου = 0.40 m (επιδέξει)

Ανυψώτητα γ = 6.00&lt;15 (επιδέξει)

Υψος/μήκος τοίχου h/L= 3.20/ 5.43= 0.59&lt;=3.0 (επιδέξει)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν1=(1.35x 40.2+1.50x 34.9)/ 5.43= 19.64 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.049 N/mm<sup>2</sup>σδο= 0.049<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκεντρότητα κατά (1-k/4)=0.86

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) Μ1= 0.49 kNm/m

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων eh1=0.00000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) e1=M1/N1+eh1+es = 0.02494+0.00000+0.00533=0.03027 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e1=0.05t=0.05x0.40=0.02000 m

Μεωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ1=1-2e1/t=1-2x0.03027/0.40=0.85

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Nrd=φ1m.t.fk/γm=1000x0.85x0.40x 3.78/2.20= 584.0kN/m

Nsδ= 19.6 &lt; 584.0=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο μέσαιο πέηητο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσαιο πέηητο Νm=( 19.64+0.40x1.35x 180.7/ 5.43)= 37.61 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσαιο πέηητο σδο=0.001x 37.61/ 0.40= 0.094 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μέσαιο πέηητο Μm/Nm=0.20x0.02494x 19.6/ 37.6=0.00260 m

Εκκεντρότητα στο μέσαιο πέηητο λόγω οριζοντίων φορτίων ehm=0.00000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα οφειγμένη στα φορτία em=(Mm/Nm)+ehm+es=0.00260+0.00000+0.00533=0.00794 m

Η λυγνρότητα είναι &lt;=15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυγδού ek=0

Εκκεντρότητα στο μέσαιο πέηητο (Ευρωκ-6 4.4.3) em=em+ek=0.00794+0.00000=0.00794 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) em=0.05t=0.05x0.40=0.02000 m

Μεωτικός συντελεστής στο μέσαιο πέηητο (Ευρωκ-6, 4.4.3) φm=1-2em/t=1-2x0.020/0.40=0.90

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση Ν1=(1.35x 220.9+1.50x 34.9)/ 5.43= 64.56 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση σδο=0.001x 64.56/ 0.40= 0.161 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση Μ1/N1=0.02494x 19.6/ 64.6=0.00759 m

Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων eh1=0.00000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) e1=M1/N1+eh1+es = 0.00759+0.00000+0.00533=0.01292 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e1=0.05t=0.05x0.40=0.02000 m

Μεωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ1=1-2e1/t=1-2x0.02000/0.40=0.90

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Nrd=φ1m.t.fk/γm=1000x0.90x0.40x 3.78/2.20= 618.4kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θάλαστική τάση από την επιγνωση περσπαρμένων στοιχείων maxm=-0.195 N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιγνωση περσπαρμένων στοιχείων είναι για περσπαρμένους

τάβες των 5m περσπαρμένους τάβες των 3m επιρρίξεις δώκων που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους Nsd=1000x0.40x 0.195= 77.9 kN/m

Nsδ= 77.9 &lt; 618.4=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00xg+0.30xq+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν1=(1.00x 40.2+0.30x 34.9)/ 5.43= 9.33 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 9.33/ 0.40= 0.023 N/mm<sup>2</sup>σδο= 0.023<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκεντρότητα κατά (1-k/4)=0.86

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) Μ1= 0.23 kNm/m

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1}=0.0035$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.00206+0.00017+0.00533=0.00756$  m  
Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στο ηεσάιο πέλματο  $\sigma_{sdo}=0.001x 22.64/0.40=0.057$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου στο ηεσάιο πέλματο  $M_m/N_m=0.20x0.02494x 9.3/22.6=0.00206$  m  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάιο πέλματο λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{hm}=0.00017$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00206+0.00017+0.00533=0.00756$  m  
Η λυγνότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάιο πέλματο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_{hm}+e_k=0.00756+0.00000=0.00756$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05x0.40=0.0200$  m  
Μετωικός συντελεστής στο ηεσάιο πέλματο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2x0.0200/0.40=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού στη βάση  $N_1=(1.00x 22.0+0.30x 34.9)/5.43=42.61$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo}=0.001x 42.61/0.40=0.107$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1=0.02494x 9.3/42.6=0.00546$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05x0.40=0.0200$  m  
Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2x0.0200/0.40=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού στη βάση  $N_d=1000x0.90x0.40x 3.78/2.20=618.4$  kN/m  
Κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού στη βάση  $N_{sd}=1000x0.40x 0.701=280.5$  kN/m  
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000x0.40x 0.701=280.5$  kN/m  
Ν<sub>sd</sub> = 280.5 > 618.4 = N<sub>sd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

#### Έλεγχος σε διάτνηση φόρτιση 1.00xg+0.30xg+2.00xg (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτνησης από επιβύθιση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{max}=0.214$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόξες τάσεων εκτός των περικοχών αυξημένης τάσεων στις στρίψεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη τιμή οχέδιασμού 1<sup>ης</sup> τάξης ανά μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000x0.40x 0.214=85.7$  kN/m  
Χαρακτηριστική διάτνηση  $t_k=0.70x (t_{fk}+0.4x d)$  (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))  
 $t_k=0.70x (0.150+0.4x 0.701)=0.301$  N/mm<sup>2</sup>,  $max t_k=1.00$  N/mm<sup>2</sup>, και  $t_k=0.301$  N/mm<sup>2</sup>  
Τιμή οχέδιασμού αντιστοίχως  $N_{sd}=t_k \times l_k$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $N_{sd}=1000x0.301x0.40/2.20=54.8$  kN/m  
 $N_{sd}=85.7 > 54.8$  = N<sub>sd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

#### Έλεγχος οπλισμένου ακυρδισμού (Εθν. Κετ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Είσο πάλιν ηέρος του τοίχου και στο ύψος των υπεβύθων τυχόν παρονομαζόμενες μικρές εφεδκτικές τάσεις  
παράλληλως προς τον οριζόντιο άξονα (40x20 [πλάτος x ύψος cm])  
η ελέγχεται οπλισμός 4φ14 (και συνδέτηρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελέγχια όρια του κανονισμού.

#### Πίνακας

T26

Διαστάσεις μήκος= 5.43m, ύψος= 3.20m, πλάτος=0.50m

Αιθέρονη M2 0.50

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιτών I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλαστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k=4.51$  N/mm<sup>2</sup>Επί ηέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού  $h_{ef}=0.75x 3.20=2.40$  m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγνότητα  $h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.50=4.80 < 27$  επιδέει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

#### Απαιτήσεις βενικών και ηένων εφαρμογής Ευρωκ-6

Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πλάτος τοίχου  $=0.500 > 0.240$  m (επιδέει)Λυγνότητα  $\gamma=4.80 < 15$  (επιδέει)Υψος/μήκος τοίχου  $h/l=3.20/5.43=0.59 < 3.0$  (επιδέει)

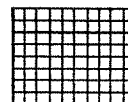
Ελάχιστος σε κατακόρυφο πορτί φόρτιση 1.35xg+1.50xg (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τόλου  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_{Im} \cdot t \cdot f_k / y_M = 1000 \times 0.41 \times 0.65 \times 4.51 / 2.20 = 546.9 \text{ kN/m}$   
Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_{I1} = 1 - 2 \cdot e_1 / t = 1 - 2 \times 0.19275 / 0.65 = 0.41$   
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05 t = 0.05 \times 0.65 = 0.03250 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{hi} + e_s = 0.18741 + 0.00000 + 0.00533 = 0.19275 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $e_s = h e_f / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$   
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα I.1)  $M_1 = 4.47 \text{ kNm/m}$   
Μέση κατακόρυφη δόση σχεδιασμού  $\sigma_{sdo} = 0.037 \text{ N/mm}^2$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_1 = (1.35 \times 37.6 + 1.50 \times 32.6) / 4.18 = 23.84 \text{ kN/m}$   
Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τόλου

**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Υψος/μήκος τόλου  $h/L = 3.20 / 4.18 = 0.77 < 3.0$  (επιδέξει)  
Λυγρότητα  $\lambda = 3.69 < 15$  (επιδέξει)  
Πάχος τόλου  $t = 0.650 > 0.240 \text{ m}$  (επιδέξει)  
Διαζωματική τοιχοποιία  
Απαιτήσεις θένικου κελύφους εφαρμογής Ευρωκώδικα  
Λυγρότητα  $h_e / t_e = 2.40 / 0.65 = 3.69 < 27$  επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)  
Μήκος λυγισμού  $h_e = p \cdot x = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)  
Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας θένικου  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Λιθόδομη 0.65  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$



Πρόγεια Τ27 Διαστάσεις μήκος = 4.18m, ύψος = 3.20m, πάχος = 0.65m

Ενδλ οπλισμένους κυρδοβήτας (Εθν. κελ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)  
Στο πάνω μέρος του τόλου και στο ύψος των υπερέσεων  $50 \times 20$  [πλάτος x ύψος cm]  
με ελάχιστο οπλισμό 4φ14 (και συνδετήρες 8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+επίρροη (Ευρωκ-6 4.5.3)  
Μείωση δόση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{max} = 0.238 \text{ N/mm}^2$   
(Η μείωση δόση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοχες δόσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  
Μείωση τιμής σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $V_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.238 = 119.0 \text{ kN/m}$   
Χαρακτηριστική δόση ελάχιστη αντοχή  $f_{tk} = 0.70 \times (f_{tk} + 0.4 \times \sigma_{sdo})$  (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))  
 $f_{tk} = 0.70 \times (0.150 + 0.4 \times 0.177) = 0.323 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max f_{tk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{tk} = 0.323 \text{ N/mm}^2$   
Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τήνωσης  $V_{rd} = f_{tk} \cdot t \cdot y_M$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{rd} = 1000 \times 0.323 \times 0.50 / 2.20 = 73.3 \text{ kN/m}$   
 $V_{sd} = 119.0 > 73.3 = V_{rd}$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε οριακή κατάσταση αντοχής

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+επίρροη (Ευρωκ-6 4.5.3)  
Μείωση δόση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{max} = 0.238 \text{ N/mm}^2$   
(Η μείωση δόση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοχες δόσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)  
Μείωση τιμής σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.77 = 388.4 \text{ kN/m}$   
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.77 = 388.4 \text{ kN/m}$   
Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_{I1} = 1 - 2 \cdot e_1 / t = 1 - 2 \times 0.02668 / 0.50 = 0.89$   
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05 t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{hi} + e_s = 0.02100 + 0.00035 + 0.00533 = 0.02668 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $e_s = h e_f / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00035 \text{ m}$   
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1 / N_1 = 0.07297 \times 16.8 / 58.4 = 0.02100 \text{ m}$   
Μέση κατακόρυφη δόση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo} = 0.117 \text{ N/mm}^2$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_1 = (1.00 \times 298.3 + 0.30 \times 63.0) / 5.43 = 58.42 \text{ kN/m}$

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πείπτιο και βάρη του τόλχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάλο πείπτιο  $N_m = (23.84 + 0.40 \times 1.35 \times 226.1 / 4.18) = 53.05 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάλο πείπτιο  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 53.05 / 0.65 = 0.082 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου διαβόου στο ηεσάλο πείπτιο  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.18741 \times 23.8 / 53.1 = 0.01685 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πείπτιο  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πείπτιο  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01685 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02218 \text{ m}$

Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπουχού  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πείπτιο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.02218 + 0.00000 = 0.02218 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πείπτιο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.65 = 0.03250 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στο ηεσάλο πείπτιο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.032/0.65 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη κορυφή  $N_1 = (1.35 \times 263.7 + 1.50 \times 32.6) / 4.18 = 96.86 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 96.86 / 0.65 = 0.149 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάρη  $M_1/N_1 = 0.18741 \times 23.8 / 96.9 = 0.04613 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάρη λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάρη  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.04613 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05146 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πείπτιο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.05146/0.65 = 0.84$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηεσάλο πείπτιο  $N_{sd} = 100 \times 0.84 \times 0.65 \times 4.51/2.20 = 1120.5 \text{ kN/m}$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού από ηεσάλο πείπτιο  $N_{sd} = 100 \times 0.65 \times 0.170 = 110.6 \text{ kN/m}$

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00 \times g + 0.30 \times q + \text{επιρροή} \text{ (Ευρωκ-6, 4.4.2)}$

Ελέγχος αντοχής στη κορυφή του τόλχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη κορυφή  $N_1 = (1.00 \times 37.6 + 0.30 \times 32.6) / 4.18 = 11.33 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 11.33 / 0.65 = 0.017 \text{ N/mm}^2$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 2.12 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στη κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη κορυφή  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.18736 + 0.00035 + 0.00533 = 0.19304 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στη κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.65 = 0.03250 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στη κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.19304/0.65 = 0.41$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηεσάλο πείπτιο και βάρη του τόλχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάλο πείπτιο  $N_m = (11.33 + 0.40 \times 1.00 \times 226.1 / 4.18) = 32.97 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάλο πείπτιο  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 32.97 / 0.65 = 0.051 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου διαβόου στο ηεσάλο πείπτιο  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.18736 \times 11.3 / 33.0 = 0.01288 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πείπτιο  $e_{hm} = 0.00017 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01288 + 0.00017 + 0.00533 = 0.01839 \text{ m}$

Η αυξημένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπουχού  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πείπτιο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.01839 + 0.00000 = 0.01839 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στη βάρη (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.65 = 0.03250 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στο ηεσάλο πείπτιο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.032/0.65 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάρη  $N_1 = (1.00 \times 263.7 + 0.30 \times 32.6) / 4.18 = 65.43 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάρη  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 65.43 / 0.65 = 0.101 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάρη  $M_1/N_1 = 0.18736 \times 11.3 / 65.4 = 0.03246 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάρη λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάρη  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03246 + 0.00035 + 0.00533 = 0.03814 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στη βάρη (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.65 = 0.03250 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στη βάρη (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.03814/0.65 = 0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηεσάλο πείπτιο  $N_{sd} = 100 \times 0.88 \times 0.65 \times 4.51/2.20 = 1173.9 \text{ kN/m}$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού από ηεσάλο πείπτιο  $N_{sd} = 100 \times 0.65 \times 0.831 = 540.0 \text{ kN/m}$

Ελέγχος αντοχής σε οριακή κατάσταση ατοχίας



EVETXOE YFIZTAMENOF KTIPIOF "PANAMEIO AHMOTIKO NOZOKOMEIO"

Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στη βάση  $N_1 = (1.35 \times 185.5 + 1.50 \times 40.3) / 4.18 = 74.37 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση οχέδισμος στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 74.37 / 0.40 = 0.186 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.15456 \times 29.4 / 74.4 = 0.06120 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{H1} = 0.00000 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{hef}}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση  $e_1 = M_1/N_1 + e_{H1} + e_{\text{hef}} = 0.06120 + 0.00000 + 0.00533 = 0.06653 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$   
 Μέσος όρος συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.06653/0.40 = 0.67$   
 Κατακόρυφο φορτίο ατοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \Phi_1 \times M_1/Y_M = 1000 \times 0.67 \times 0.40 \times 3.78/2.20 = 460.44 \text{ kN/m}$   
 Μέγιστη κατακόρυφη θλίπτική τάση από απελευθερωμένα στοιχειώδη  $\sigma_{\text{max}} = -0.221 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση πεπερασμένων στοιχειώδη είναι για περιοχές  $t_{\text{δο}} = 0.35 > 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται με βάση εκκεντρότητας κατά  $(1-k/4) = 0.94$   
 Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στη βάση  $N_1 = (1.00 \times 46.4 + 0.30 \times 40.3) / 4.18 = 13.99 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση οχέδισμος στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 13.99 / 0.40 = 0.035 \text{ N/mm}^2$   
 Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στη βάση  $N_1 = 137.4 \text{ kN/m}$   
 Ελάχιστος ατοχής στο μέσο πενήτο και βάση του τοίχου

**Ελάχιστος σε κατακόρυφο φορτίο φέρων 1.00xg+0.30xq+επιρροή (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελάχιστος ατοχής στη βάση  $N_1 = (1.00 \times 139.1 + 0.40 \times 1.00 \times 139.1) / 4.18 = 27.30 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση οχέδισμος στο μέσο πενήτο  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 27.30 / 0.40 = 0.068 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μέσο πενήτο  $M_{\text{m}}/N_{\text{m}} = 0.20 \times 0.15451 \times 14.0 / 27.3 = 0.01584 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στο μέσο πενήτο λόγω φορτίων  $e_{Hm} = 0.00017 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{hef}}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση  $e_1 = M_1/N_1 + e_{H1} + e_{\text{hef}} = 0.15451 + 0.00035 + 0.00533 = 0.16019 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$   
 Μέσος όρος συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.16019/0.40 = 0.20$   
 Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στο μέσο πενήτο  $N_{\text{m}} = (13.99 + 0.40 \times 1.00 \times 139.1) / 4.18 = 27.30 \text{ kN/m}$   
 Ελάχιστος ατοχής στο μέσο πενήτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στη βάση  $N_1 = (1.00 \times 185.5 + 0.30 \times 40.3) / 4.18 = 47.27 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση οχέδισμος στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 47.27 / 0.40 = 0.118 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.15451 \times 14.0 / 47.3 = 0.04574 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{H1} = 0.00035 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{hef}}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση  $e_1 = M_1/N_1 + e_{H1} + e_{\text{hef}} = 0.04574 + 0.00035 + 0.00533 = 0.05142 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$   
 Μέσος όρος συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.05142/0.40 = 0.74$   
 Κατακόρυφο φορτίο ατοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \Phi_1 \times M_1/Y_M = 1000 \times 0.74 \times 0.40 \times 3.78/2.20 = 508.44 \text{ kN/m}$   
 Μέγιστη κατακόρυφη θλίπτική τάση από απελευθερωμένα στοιχειώδη  $\sigma_{\text{max}} = -0.763 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση πεπερασμένων στοιχειώδη είναι για περιοχές  $t_{\text{δο}} = 0.35 > 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται με βάση εκκεντρότητας κατά  $(1-k/4) = 0.94$   
 Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στη βάση  $N_1 = 305.3 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση οχέδισμος στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 305.3 / 0.40 = 0.763 \text{ N/mm}^2$   
 Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στη βάση  $N_1 = 305.3 \text{ kN/m}$   
 Ελάχιστος ατοχής στο μέσο πενήτο και βάση του τοίχου

**Ελάχιστος σε διήθηση φέρων 1.00xg+0.30xq+επιρροή (Ευρωκ-6.4.5.3)**

Μέγιστη διήθηση από επιβύθιση πεπερασμένων στοιχειώδη  $\sigma_{\text{max}} = 0.214 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση πεπερασμένων στοιχειώδη είναι για περιοχές  $t_{\text{δο}} = 0.35 > 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται με βάση εκκεντρότητας κατά  $(1-k/4) = 0.94$   
 Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στη βάση  $N_1 = (1.00 \times 57.9 + 0.30 \times 40.3) / 4.18 = 13.99 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση οχέδισμος στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 57.9 / 0.40 = 0.145 \text{ N/mm}^2$   
 Κατακόρυφο φορτίο οχέδισμος στη βάση  $N_1 = 57.9 \text{ kN/m}$   
 Ελάχιστος ατοχής στο μέσο πενήτο και βάση του τοίχου

## ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΥΠΕΡΜΕΤΕΩΡΟΝ ΚΤΙΡΙΟΝ ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΒΟΚΟΜΕΙΟ

ΕΙΣ ΤΟ ΚΑΤΩ ΜΕΡΟΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΚΑΙ ΣΤΟ ΠΛΕΥΡΟΝ ΤΩΝ ΠΥΛΩΝ ΕΚΤΕΤΕΘΕΝ ΤΑΥΤΑ ΠΑΡΟΛΟΙΣΤΕΡΕΣ ΠΙΚΡΕΣ ΕΦΕΚΑΥΣΤΙΚΕΣ ΤΑΙΕΙΣ ΠΑΡΑΚΛΗΒΑΝΟΝΤΑΙ ΑΠΟ ΣΕΝΔΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥΣ ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΟΥΣ 40x20 [ΠΛΑΤΟΣ x ΎΨΟΣ CM]

ΤΑ ΕΛΑΧΙΣΤΑ ΟΠΛΙΣΜΟ 4Φ14 (ΚΑΙ ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ Φ8/20) ΠΟΥ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙ ΤΑ ΕΛΑΧΙΣΤΑ ΘΡΙΑ ΤΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ.

## ΥΠΟΛΕΙΟ

Π29

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ= 5.91m, ΠΥΣ= 3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.40m

ΑΙΘΡΟΣΗΝ 0.40

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΑΤΑΚΕΥΗΣ Β (ΕΥΡΩΚ-6, ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΠΑΡΑΓΩΓΗΣ ΔΙΟΘΩΠΤΩΝ Ι (ΕΥΡΩΚ-6, 3.1.1)

ΘΑΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ FK= 3.78 N/mm<sup>2</sup>

ΕΝΤΙ ΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΥΛΙΚΟΥ YM=2.20 (ΕΥΡΩΚ-6, ΠΙΝΑΚ.2.3)

ΜΗΚΟΣ ΑΝΥΨΙΟΥ ΗΕF=PKH=0.75x 3.20= 2.40 m (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.4.3)

ΑΝΥΨΩΜΕΝΗ ΗΕF/ΤΕF= 2.40/0.40= 6.00&lt;27 ΕΠΙΔΕΞΙ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.6)

ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΕΒΛΙΚΟΥ ΚΕΙΜΕΝΟΥ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ

ΔΙΑΩΡΜΑΤΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

ΠΔΧΟΣ ΤΟΙΧΟΥ= 0.400 &gt;= 0.240 m (ΕΠΙΔΕΞΙ)

ΑΝΥΨΩΜΕΝΗ Λ= 6.00&lt;=15 (ΕΠΙΔΕΞΙ)

ΥΨΟΣ/ΜΗΚΟΣ ΤΟΙΧΟΥ H/L= 3.20/ 5.91= 0.54&lt;=3.0 (ΕΠΙΔΕΞΙ)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΦΟΡΤΙΟΝ 1.35xg+1.50xq (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΧΕΔΙΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΝΙ=(1.35x 70.7+1.50x 61.5)/ 5.91= 31.76 kN/m

ΜΕΘΝ ΚΑΤΑΚΡΥΦΗ ΤΑΘΝ ΣΥΧΕΔΙΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ASDO=0.01x 31.76/ 0.40= 0.079 N/mm<sup>2</sup>ASDO= 0.079<0.25N/mm<sup>2</sup> ΔΡΑ (ΕΥΡΩΚ-6 ΠΑΡΑΡΤ. Γ.2) ΥΠΕΡΙΑΙ ΜΕΘΝ ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΑΣ ΚΑΤΑ (1-K/4)=0.86

ΚΑΝΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΣΥΧΕΔΙΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ (ΕΥΡΩΚ-6 ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ.1) ΜΙ= 0.27 kNm/m

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΛΟΓΩ ΟΡΙΖΩΝΤΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΕΗΙ=0.0000 m

ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.7.2) ΕΣ=ΗΕF/450= 2.40/450=0.00533 m

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ (ΕΥΡΩΚ-6 4.4.3) ΕΙ=ΜΙ/ΝΙ+ΕΗΙ+ΕΣ= 0.00854+0.00000+0.00533=0.01387 m

ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3) ΕΙ=0.05t=0.05x0.40=0.02000 m

ΜΕΛΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΤΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3) ΦΙ=1-2εΙ/τ=1-2x0.02000/0.40=0.90

ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΝΔ ΠΟΝΔΑ ΜΗΚΟΥS NTD=ΦIM.T.FK/YM=1000x0.90x0.40x 3.78/2.20= 618.4kN/m

NSD= 31.8 &lt; 618.4=NTD ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ Ο ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΝΤΟΧΙΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΝ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΧΕΔΙΣΜΟΥ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ ΝΜ=( 31.76+0.40x1.35x 196.7/ 5.91)= 49.73 kN/m

ΜΕΘΝ ΚΑΤΑΚΡΥΦΗ ΤΑΘΝ ΣΥΧΕΔΙΣΜΟΥ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ ASDO=0.001x 49.73/ 0.40= 0.124 N/mm<sup>2</sup>

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ ΜΜ/ΝΜ=0.20x0.00854x 31.8/ 49.7=0.00109 m

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ ΛΟΓΩ ΟΡΙΖΩΝΤΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΕΗΜ=0.0000 m

ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.7.2) ΕΣ=ΗΕF/450= 2.40/450=0.00533 m

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ ΕΣ=(ΜΜ/ΝΜ)+ΕΗΜ+ΕΣ=0.00109+0.00000+0.00533=0.00642 m

Η ΑΝΥΨΩΜΕΝΗ ΕΙΛΑΙ &lt;=15 ΔΡΑ (ΕΥΡΩΚ-6 4.4.3.2) ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΛΟΓΩ ΕΡΠΥΣΜΟΥ ΕΚ=0

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ (ΕΥΡΩΚ-6 4.4.3) ΕΜ=ΕΜ+ΕΚ=0.00642+0.00000=0.00642 m

ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3) ΕΜ=0.05t=0.05x0.40=0.02000 m

ΜΕΛΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΤΗΣ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3) ΦΜ=1-2εΜ/τ=1-2x0.020/0.40=0.90

ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΧΕΔΙΣΜΟΥ ΣΤΗ ΒΑΘΝ ΝΙ=(1.35x 267.4+1.50x 61.5)/ 5.91= 76.69 kN/m

ΜΕΘΝ ΚΑΤΑΚΡΥΦΗ ΤΑΘΝ ΣΥΧΕΔΙΣΜΟΥ ΣΤΗ ΒΑΘΝ ASDO=0.001x 76.69/ 0.40= 0.192 N/mm<sup>2</sup>

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΓΗΝΤΟ ΜΙ/ΝΙ=0.00854x 31.8/ 76.7=0.00354 m

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΗ ΒΑΘΝ ΛΟΓΩ ΟΡΙΖΩΝΤΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΕΗΙ=0.00000 m

ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.7.2) ΕΣ=ΗΕF/450= 2.40/450=0.00533 m

ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ ΣΤΗ ΒΑΘΝ (ΕΥΡΩΚ-6 4.4.3) ΕΙ=ΜΙ/ΝΙ+ΕΗΙ+ΕΣ= 0.00354+0.00000+0.00533=0.00887 m

ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΜΕΝΗ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3) ΕΙ=0.05t=0.05x0.40=0.02000 m

ΜΕΛΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΤΗΣ ΣΤΗ ΒΑΘΝ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3) ΦΙ=1-2εΙ/τ=1-2x0.02000/0.40=0.90

ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΝΔ ΠΟΝΔΑ ΜΗΚΟΥS NTD=ΦIM.T.FK/YM=1000x0.90x0.40x 3.78/2.20= 618.4kN/m

ΜΕΛΩΤΙΚΗ ΚΑΤΑΚΡΥΦΗ ΘΑΠΤΙΚΗ ΤΑΘΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ ΠΕΠΕΡΑΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ MAXON=-0.232 N/mm<sup>2</sup>

(Η ΜΕΛΩΤΙΚΗ ΤΑΘΝ ΠΟΥ ΠΡΟΚΥΠΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΕΠΕΡΑΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΙΛΑΙ ΥΠΕΡΧΟΙΣΤΕΣ

ΤΑΘΝ ΕΚΤΟΣ ΤΩΝ ΠΕΡΙΧΩΡΩΝ ΑΥΧΕΔΙΣΜΟΥS ΤΑΘΝ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΔΟΚΩΝ ΠΟΥ ΕΛΕΓΧΟΝΤΑΙ ΧΩΡΙΣΤΑ)

ΜΕΛΩΤΟ ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΧΕΔΙΣΜΟΥS ΑΝΔ ΠΟΝΔΑ ΜΗΚΟΥS NSD=1000x0.40x 0.232= 92.9 kN/m

NSD= 92.9 &lt; 618.4=NTD ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ Ο ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΝΤΟΧΙΑΣ

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΦΩΤΙΣΜΟΥ 1.00xg+0.30xg+επιτοές (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοι στην κορυφή Ν1=(1.00x 70.7+0.30x 61.5)/ 5.91= 15.08 kN/m  
 Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίασμοι στην κορυφή σδο=0.001x 15.08/ 0.40= 0.038 N/mm²  
 σδο= 0.038<0.25N/mm² άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκεντρότητα κατά (1-k/4)=0.86  
 Καμπτική ροπή οχεδίασμοι στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1) Μ1= 0.13 kNm/m

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων εhl=0.00035 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) εl=Μ1/Ν1+ehl+es= 0.00854+0.00035+0.00533=0.01422 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) εl=0.05t=0.05x0.40=0.0200 m

Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ1=1-2εl/t=1-2x0.0200/0.40=0.90

Νsd= 15.1 < 618.4=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχοις σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΕΠΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοι στο ηεαίο πέπτο Νm= ( 15.08+0.40x1.00x 196.7/ 5.91)= 28.40 kN/m  
 Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίασμοι στο ηεαίο πέπτο σδο=0.001x 28.40/ 0.40= 0.071 N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο ηεαίο πέπτο Μm/Νm=0.20x0.00854x 15.1/ 28.4=0.00091 m

Εκκεντρότητα στο ηεαίο πέπτο εhm=0.00017 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα οφειδμενη στα φορτία em=(Μm/Νm)+ehm+es=0.00091+0.00017+0.00533=0.00641 m

Η λυγρότητα είναι <=15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμοι εκ=0

Εκκεντρότητα στο ηεαίο πέπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) em=em+ek=0.00641+0.00000=0.00641 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) em=0.05t=0.05x0.40=0.0200 m

Μετωικός συντελεστής στο ηεαίο πέπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φm=1-2em/t=1-2x0.020/0.40=0.90

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοι στην βάση Νl=(1.00x 267.4+0.30x 61.5)/ 5.91= 48.37 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση οχεδίασμοι στην βάση σδο=0.001x 48.37/ 0.40= 0.121 N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση Μl/Νl=0.00854x 15.1/ 48.4=0.00266 m

Εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων εhl=0.00035 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) εl=Μl/Νl+ehl+es= 0.00266+0.00035+0.00533=0.00834 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) εl=0.05t=0.05x0.40=0.0200 m

Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ1=1-2εl/t=1-2x0.0200/0.40=0.90

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Νrd=Φ1m.t.fk/γm=1000x0.90x0.40x 3.78/2.20= 618.4kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θάψιμη τάση από αποτελεσμετα πεπερασμετα στοιχετα για περτοχε

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιγυση πεπερασμετα στοιχετα για περτοχε

τάσεων εκτός των περτοχων ουγκετιρωσης τάσεων στις σιηριτες δοκων που ελεγχονται χωρις

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμοι ανά μονάδα μήκους Νsd=1000x0.40x 0.718= 287.3 kN/m

Νsd= 287.3 < 618.4=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχοις σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΣΕ ΔΙΔΗΝΗ ΦΩΤΙΣΜΟΥ 1.00xg+0.30xg+επιτοές (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διδμησης από επιγυση πεπερασμετα στοιχετα τmax= 0.219 N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιγυση πεπερασμετα στοιχετα για περτοχε

τάσεων εκτός των περτοχων ουγκετιρωσης τάσεων στις σιηριτες δοκων που ελεγχονται χωρις

Μέγιστη ιμνη οχεδίασμοι ανά μονάδα μήκους Νsd=1000x0.40x 0.219= 87.5 kN/m

Χαρακτηριστική διαμήνιμη αντοχή fvk=0.70x(fvk+0.4xσd) (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8) )

fvk=0.70x( 0.150+0.4x 0.718)= 0.306 N/mm², maxfvk= 1.000 N/mm², και fvk= 0.306 N/mm²

Τιμή οχεδίασμοι αντοχής έναυι τεμνοσας Vrd=fvk.t.fk/γm (Ευρωκ-6 4.5.3)

Vrd=1000x 0.306x0.40/2.20= 55.7. kN/m

Vsd= 87.5 > 55.7=Vrd άνα ικανοποιείται ο έλεγχοις τεμνοσας σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΕΠΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Στο πδμη πέρος του τοιχου και στο ύψος των υπερεδωων τυχων παρποιαζμενες μικρες εφεκυστικες τάσεις παρπαμμενται από εεαζ ομιαμμενου σκυροδεμητος 40x20 [πάχος cm]

Η ελαστο ομιαμμε 4φ14 (και σκεβιτες 8/20) που ικανοποιεί τα ελαχισια όρια του κανονισμοι.

Αιθροισμ 0.45

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιτών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλαστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $\eta_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμότητα  $\eta_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.45 = 5.33 < 27$  επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαίτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαστατική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $\geq 0.240 \text{ m}$  (επιδέξει)

Λυγισμότητα  $\lambda = 5.33 < 15$  (επιδέξει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/5.91 = 0.54 < 3.0$  (επιδέξει)

**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.35x \ 71.8+1.50x \ 62.4)/5.91 = 32.24 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 32.24/0.45 = 0.072 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.072 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεταί μετωση εκκεντρότητας κατά  $(1-k/4) = 0.95$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_d = 2.84 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_d/N_d + e_{h1} + e_s = 0.08817 + 0.00000 + 0.00533 = 0.09350 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{1min} = 0.05t = 0.05 \times 0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.09350/0.45 = 0.58$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_1 M_d / \gamma_M = 1000 \times 0.58 \times 0.45 \times 4.51/2.20 = 535.6 \text{ kN/m}$

Ελέγχος αντοχής στο μέσαιο πέημτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσαιο πέημτο  $N_d = (32.24 + 0.40 \times 1.35x \ 221.3/5.91) = 52.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσαιο πέημτο  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 52.46/0.45 = 0.117 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου βάσης στο μέσαιο πέημτο  $M_d/N_d = 0.20 \times 0.08817 \times 32.2/52.5 = 0.01084 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσαιο πέημτο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_{hm} + e_s = 0.01084 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01617 \text{ m}$

Η λυγισμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω εφυσικού  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσαιο πέημτο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = e_{hm} + e_k = 0.01617 + 0.00000 = 0.01617 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{mmin} = 0.05t = 0.05 \times 0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μέσαιο πέημτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.022/0.45 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d = (1.35x \ 293.1 + 1.50x \ 62.4)/5.91 = 82.79 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 82.79/0.45 = 0.184 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_d/N_d = 0.08817 \times 32.2/82.8 = 0.03433 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_d/N_d + e_{h1} + e_s = 0.03433 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03967 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.03967/0.45 = 0.82$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_1 M_d / \gamma_M = 1000 \times 0.82 \times 0.45 \times 4.51/2.20 = 757.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θάλαστική τάση από απορειαζόμενα πεντραμμένα στοιχεία είναι για πενταμμένα (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιλυση πεντραμμένων στοιχείων είναι για πενταμμένα)

τάσεων εκτός των πενταμμένων συγκεντρώσεων τάσεων στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.45 \times 0.222 = 99.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 99.7 < 757.3 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.00xg+0.30xq+2.00xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.00x \ 71.8 + 0.30x \ 62.4)/5.91 = 15.32 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 15.32/0.45 = 0.034 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.034 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεταί μετωση εκκεντρότητας κατά  $(1-k/4) = 0.95$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_d = 1.35 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.0035$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{h1}/450=2.40/450=0.0053$  m  
Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.00891+0.00017+0.00533=0.01442$  m  
Η λυγμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.01442+0.0000=0.01442$  m  
Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{m1}=0.05t=0.05 \times 0.45=0.02250$  m  
Μετακτόρες συντελεστής στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.022/0.45=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδίασμού στη βάση  $N_1=(1.00 \times 293.1+0.30 \times 62.4)/5.91=52.76$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδίασμού στη βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 52.76/0.45=0.117$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου δαπέδου στο ηεσάλο πέλντο  $M_m/N_m=0.20 \times 0.08815 \times 15.3/30.3=0.00891$  m  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.0017$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{h1}/450=2.40/450=0.0053$  m  
Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.00891+0.00017+0.00533=0.01442$  m  
Η λυγμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.01442+0.0000=0.01442$  m  
Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{m1}=0.05t=0.05 \times 0.45=0.02250$  m  
Μετακτόρες συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.09383/0.45=0.58$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηεσάλο πέλντο και βάση του τοίχου

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση  $1.00xg+0.30xq+2.50xps$  (Ευρωκ-6.4.5.3)  
Μέγιστη διάτμηση από επιβληθέν περσπαρμένον στοίχιμα  $t_{max}=0.241$  N/mm<sup>2</sup>  
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβληθείσα περσπαρμένη στοίχιμα είναι για περσπαρμένον  $t_{max}$  και  $t_{min}$   $t_{max}=0.241$  N/mm<sup>2</sup>  
Μέγιστη διάτμηση λόγω αντοχής από ηεσάλο πέλντο  $t_{max}=0.241$  N/mm<sup>2</sup>  
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηεσάλο πέλντο  $N_{sd}=1000 \times 0.45 \times 4.51/2.20=794.2$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη τάση σχεδίασμού από ηεσάλο πέλντο  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 794.2/0.45=0.176$  N/mm<sup>2</sup>  
Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{11}=0.05t=0.05 \times 0.45=0.02250$  m  
Μετακτόρες συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.03127/0.45=0.86$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηεσάλο πέλντο  $N_{sd}=1000 \times 0.45 \times 4.51/2.20=794.2$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη τάση σχεδίασμού από ηεσάλο πέλντο  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 794.2/0.45=0.176$  N/mm<sup>2</sup>  
Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{h1}/450=2.40/450=0.0053$  m  
Εκκεντρίτητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_{11}=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.02559+0.00035+0.00533=0.03127$  m  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδίασμού στη βάση  $N_1=(1.00 \times 293.1+0.30 \times 62.4)/5.91=52.76$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδίασμού στη βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 52.76/0.45=0.117$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1=0.08815 \times 15.3/52.8=0.02559$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή  $e_{h1}=0.0035$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{h1}/450=2.40/450=0.0053$  m  
Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.00891+0.00017+0.00533=0.01442$  m  
Η λυγμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.01442+0.0000=0.01442$  m  
Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{m1}=0.05t=0.05 \times 0.45=0.02250$  m  
Μετακτόρες συντελεστής στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.022/0.45=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδίασμού στη βάση  $N_1=(1.00 \times 293.1+0.30 \times 62.4)/5.91=52.76$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδίασμού στη βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 52.76/0.45=0.117$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1=0.08815 \times 15.3/52.8=0.02559$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή  $e_{h1}=0.0035$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=e_{h1}/450=2.40/450=0.0053$  m  
Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.00891+0.00017+0.00533=0.01442$  m  
Η λυγμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέλντο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.01442+0.0000=0.01442$  m  
Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{m1}=0.05t=0.05 \times 0.45=0.02250$  m  
Μετακτόρες συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.09383/0.45=0.58$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηεσάλο πέλντο και βάση του τοίχου

Εντάξιση οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κε.η. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)  
Στο πάχος ηέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερέσεων τοίχου προνοούνται ριζές εφεδρικές τάσεις παραγόμενες από οριζόντιες οπλισμένες ακροβέργιες 45x20 [πάχος x ύψος cm]  
Η ελκυστική αντοχή του σκυροδέματος είναι  $f_{ctd}=108.3$  N/mm<sup>2</sup> (και συντελεστής 0.8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο Τ31 Διαστάσεις ηέρος = 3.83m, ύψος = 3.20m, πάχος = 0.35m

Λιθόδομη 0.35

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματος Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλαστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k=4.51$  N/mm<sup>2</sup>

Επί ηέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef}=x_h=0.75 \times 3.20=2.40$  m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγμότητα  $h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.35=6.86 < 27$  επιδέσει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις βένικου κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου  $= 0.350 > 0.240$  m (επιδέσει)

Λυγμότητα  $\gamma = 6.86 < 15$  (επιδέσει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/3.83 = 0.84 < 3.0$  (επιδέσει)

ΕΛΕΓΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του ισόχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i = (1.35x 26.1 + 1.50x 22.7) / 3.83 = 18.09$  kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x 18.09 / 0.35 = 0.052$  N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απέναντος}} \eta$  στην κορυφή  $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.0000$  mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053$  mΕκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.0000 + 0.0000 + 0.0053 = 0.0053$  mΕλέγχος αντοχής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05x0.35 = 0.0175$  mΜειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.0175/0.35 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.35x 4.51/2.20 = 646.5$  kN/mNsd =  $18.1 < 646.5$  Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

Ελέγχος αντοχής στο ησαίο πέδιλο και βάση του ισόχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ησαίο πέδιλο  $N_m = (18.09 + 0.40x1.35x 111.5 / 3.83) = 33.81$  kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ησαίο πέδιλο  $\sigma_{sdo} = 0.001x 33.81 / 0.35 = 0.097$  N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απέναντος}} \eta$  στο ησαίο πέδιλο  $M_m/N_m = 0.20x0.0000x 18.1 / 33.8 = 0.0000$  mΕκκεντρότητα στο ησαίο πέδιλο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.0000$  mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053$  mΕκκεντρότητα στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.0000 + 0.0000 + 0.0053 = 0.0053$  mΗ ανυψότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο ησαίο πέδιλο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.0053 + 0.0000 = 0.0053$  mΕλέγχος αντοχής στο ησαίο πέδιλο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05x0.35 = 0.0175$  mΜειωτικός συντελεστής στο ησαίο πέδιλο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.018/0.35 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_i = (1.35x 137.6 + 1.50x 22.7) / 3.83 = 57.39$  kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001x 57.39 / 0.35 = 0.164$  N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_i/N_i = 0.0000x 18.1 / 57.4 = 0.0000$  mΕκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.0000$  mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053$  mΕκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.0000 + 0.0000 + 0.0053 = 0.0053$  mΕλέγχος αντοχής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05x0.35 = 0.0175$  mΜειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.0175/0.35 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.35x 4.51/2.20 = 646.5$  kN/mΜέγιστη κατακόρυφη ελαστική απόσπαση  $\delta_{\text{ελαστική}}$  από τη μέγιστη ανελαστική απόσπαση  $\delta_{\text{ανελαστική}}$  είναι για περικόχες(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την ελαστική ανελαστική απόσπαση είναι  $\delta_{\text{ελαστική}}$  για περικόχες

τάσεων εκτός των περικόχων συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τάσεις των περικόχων που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 1000x0.35x 0.193 = 67.6$  kN/mNsd =  $67.6 < 646.5$  Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχήςΕλέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00xg+0.30xq+2xεισός$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του ισόχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i = (1.00x 26.1 + 0.30x 22.7) / 3.83 = 8.59$  kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x 8.59 / 0.35 = 0.025$  N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απέναντος}} \eta$  στην κορυφή  $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.0035$  mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053$  mΕκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.0000 + 0.0035 + 0.0053 = 0.00568$  mΕλέγχος αντοχής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05x0.35 = 0.0175$  mΜειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.0175/0.35 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.35x 4.51/2.20 = 646.5$  kN/mNsd =  $8.6 < 646.5$  Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

Ελέγχος αντοχής στο ησαίο πέδιλο και βάση του ισόχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ησαίο πέδιλο  $N_m = (8.59 + 0.40x1.00x 111.5 / 3.83) = 20.24$  kN/mΜέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ησαίο πέδιλο  $\sigma_{sdo} = 0.001x 20.24 / 0.35 = 0.058$  N/mm<sup>2</sup>Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απέναντος}} \eta$  στο ησαίο πέδιλο  $M_m/N_m = 0.20x0.0000x 8.6 / 20.2 = 0.0000$  mΕκκεντρότητα στο ησαίο πέδιλο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.00017$  mΤυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_i / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053$  mΕκκεντρότητα στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.0000 + 0.00017 + 0.0053 = 0.00551$  mΗ ανυψότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο ησαίο πέδιλο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.00551 + 0.0000 = 0.00551$  mΕλέγχος αντοχής στο ησαίο πέδιλο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05x0.35 = 0.0175$  mΜειωτικός συντελεστής στο ησαίο πέδιλο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.018/0.35 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο οχεδιασμού στη βάση  $N_1 = (1.00x137.6 + 0.30x22.7) / 3.83 = 37.70 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση οχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x37.70 / 0.35 = 0.108 \text{ N/mm}^2$

Εκκενδρίτητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.0000x8.6 / 37.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκενδρίτητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκενδρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκενδρίτητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00035 + 0.00533 = 0.00568 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκενδρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.35 = 0.0175 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2x0.0175/0.35 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αυτοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \cdot F_k \cdot y_M = 1.00x0.90x0.35x4.51/2.20 = 646.5 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλίπτική τάση από ανεξάρτητα πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{\text{max}} = -0.681 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επένδυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήλές που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο οχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{sd}} = 1.00x0.35x0.681 = 238.2 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 238.2 < 646.5 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

**Έλεγχος σε διάτνηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+επιρροή (Ευρωκ-6.4.5.3)**

Μέγιστη τάση διάτνησης από επένδυση πεπερασμένων στοιχείων  $\tau_{\text{max}} = 0.177 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επένδυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήλές που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή οχεδιασμού  $V_{\text{sd}} = 1.00x0.35x0.177 = 62.1 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατηρητική αυτοχής  $F_k = 0.70x(0.15 + 0.4x0.681) = 0.296 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max F_k = 1.00 \text{ N/mm}^2$ , και  $F_k = 0.296 \text{ N/mm}^2$

Τιμή οχεδιασμού αυτοχής  $V_{\text{rd}} = F_k \cdot t \cdot y_M$  (Ευρωκ-6.4.5.3)

$V_{\text{rd}} = 1.00x0.296x0.35/2.20 = 47.0 \text{ kN/m}$

$V_{\text{sd}} = 62.1 > 47.0 = V_{\text{rd}}$  δεν ικανοποιείται ο έλεγχος  $\tau$  σύμφωνα με οριακή κατάσταση ατοχίας

**Έλεγχος οριζοντίων οκυροδότητος (Εθν. Κεπ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)**

Στο πάνα η έρρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρβυθων ταυχών παρουμεαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις  
παράλληλές είναι από γενική οπλισμένη οκυροδότητος 35x20 [πλάτος x ύψος cm]  
με ελάχιστο οπλισμό 4φ12 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

**Πόλεο**

**T32**

Διαστάσεις μήκος = 3.83m, ύψος = 3.20m, πάχος = 0.40m

Λιθοδομή 0.40

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιρών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αυτοχής τοιχοποιίας  $F_k = 3.78 \text{ N/mm}^2$

Επί ηέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $y_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = 0.75x3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμένη  $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.40 = 6.00 < 27$  επιλέγεται (Ευρωκ-6, 4.4.6)

**Απαιτήσεις βένικου κειμένου εφαρμογής Ευρωκ6.4.5**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $= 0.400 > 0.240 \text{ m}$  (επιλέγεται)

Λυγισμένη  $\lambda = 6.00 < 15$  (επιλέγεται)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/3.83 = 0.84 < 3.0$  (επιλέγεται)

**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Έλεγχος αντιστήριξης στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδιασμού στη κορυφή  $N_1 = (1.35x26.8 + 1.50x23.3) / 3.83 = 18.57 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση οχεδιασμού στη κορυφή  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x18.57 / 0.40 = 0.046 \text{ N/mm}^2$

Μείωση συντελεστής (Ευρωκ-6 Παράρτ. T.2) γίνεται με βάση εκκενδρίτητας κατά  $(1-k/4) = 0.88$

Καμπτική ροπή οχεδιασμού στη κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα T.1)  $M_1 = 0.94 \text{ kNm/m}$

Εκκενδρίτητα στη κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκενδρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκενδρίτητα στη κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.05085 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05619 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκενδρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.40 = 0.02000 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2x0.05619/0.40 = 0.72$

Κατακόρυφο φορτίο αυτοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \cdot F_k \cdot y_M = 1.00x0.72x0.40x3.78/2.20 = 494.7 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 18.6 < 494.7 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας



Ελέγχος ανοιχτής στο ηεαίο πείπτο και βάρη του τόλχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμο στο ηεαίο πείπτο  $N_m = (18.57 + 0.40 \times 1.35 \times 127.5 / 3.83) = 36.55 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τήκη οχεδίασμο στο ηεαίο πείπτο  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 36.55 / 0.40 = 0.091 \text{ N/mm}^2$ Εκκενδριότητα φορτίου βάρους στο ηεαίο πείπτο  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.05085 \times 18.6 / 36.5 = 0.00517 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στο ηεαίο πείπτο  $\epsilon_{hm} = 0.0000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκενδριότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \epsilon_f / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκενδριότητα οφειλόμενη στα φορτία  $\epsilon_m = (M_m/N_m) + \epsilon_{hm} + \epsilon_s = 0.00517 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01050 \text{ m}$ Η λυγρότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκενδριότητα λόγω ερπυγίου  $\epsilon_k = 0$ Εκκενδριότητα στο ηεαίο πείπτο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_m = \epsilon_m + \epsilon_k = 0.01050 + 0.00000 = 0.01050 \text{ m}$ Ελέγχος ανοιχτής στο ηεαίο πείπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_m = 0.05 \times 0.40 = 0.0200 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στο ηεαίο πείπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_m = 1 - 2 \epsilon_m / t = 1 - 2 \times 0.020 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμο στη βάση  $N_b = (1.35 \times 154.3 + 1.50 \times 23.3) / 3.83 = 63.51 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τήκη οχεδίασμο στη βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 63.51 / 0.40 = 0.159 \text{ N/mm}^2$ Εκκενδριότητα φορτίου στη βάση  $M_b/N_b = 0.20 \times 0.05085 \times 18.6 / 63.5 = 0.01487 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $\epsilon_{h1} = 0.0000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκενδριότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \epsilon_f / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_b = M_b/N_b + \epsilon_{h1} + \epsilon_s = 0.01487 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02020 \text{ m}$ Ελέγχος ανοιχτής στο ηεαίο πείπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_b = 0.05 \times 0.40 = 0.0200 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_b = 1 - 2 \epsilon_b / t = 1 - 2 \times 0.02020 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο ανοιχτής ανά ηοιάδα ηήκου  $N_{sd} = 1000 \times 0.90 \times 0.40 \times 3.78 / 2.20 = 618.4 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλίπτική τήκη από αποτελεσµατα περσφωµένων στοιχείων  $\max \sigma_n = -0.186 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τήκη που προκύπτει από την επιλυση περσφωµένων στοιχείων είναι για περσφωές

ιδεων εκτός των περσφωών οχεδίασμο ανά ηοιάδα ηήκου  $N_{sd} = 1000 \times 0.40 \times 0.186 = 74.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμο ανά ηοιάδα ηήκου  $N_{sd} = 1000 \times 0.40 \times 0.186 = 74.3 \text{ kN/m}$ Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00 \times g + 0.30 \times q + \text{επιρροή} \text{ (Ευρωκ-6, 4.4.2)}$ 

Ελέγχος ανοιχτής στη κορυφή του τόλχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμο στη κορυφή  $N_t = (1.00 \times 26.8 + 0.30 \times 23.3) / 3.83 = 8.82 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τήκη οχεδίασμο στη κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 8.82 / 0.40 = 0.022 \text{ N/mm}^2$ Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμο στη κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2)  $\gamma$  είναι η μέση εκκενδριότητα κατά  $(1-k/4) = 0.88$ Κατακόρυφη τήκη οχεδίασμο στη κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1)  $M_t = 0.45 \text{ kN/m}$ Εκκενδριότητα στη κορυφή  $\epsilon_{h1} = 0.00035 \text{ m}$ Τυχηματική εκκενδριότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \epsilon_f / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στη κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_t = M_t/N_t + \epsilon_{h1} + \epsilon_s = 0.05085 + 0.00035 + 0.00533 = 0.05653 \text{ m}$ Ελέγχος ανοιχτής στη κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_t = 0.05 \times 0.40 = 0.0200 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στη κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_t = 1 - 2 \epsilon_t / t = 1 - 2 \times 0.05653 / 0.40 = 0.72$ Κατακόρυφο φορτίο ανοιχτής ανά ηοιάδα ηήκου  $N_{td} = \Phi_{td} \times t \times f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.72 \times 0.40 \times 3.78 / 2.20 = 494.7 \text{ kN/m}$ 

Ελέγχος ανοιχτής στο ηεαίο πείπτο και βάρη του τόλχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμο στο ηεαίο πείπτο  $N_m = (8.82 + 0.40 \times 1.00 \times 127.5 / 3.83) = 22.14 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τήκη οχεδίασμο στο ηεαίο πείπτο  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 22.14 / 0.40 = 0.055 \text{ N/mm}^2$ Εκκενδριότητα φορτίου βάρους στο ηεαίο πείπτο  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.05085 \times 8.8 / 22.1 = 0.00405 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στο ηεαίο πείπτο  $\epsilon_{hm} = 0.0017 \text{ m}$ Τυχηματική εκκενδριότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \epsilon_f / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκενδριότητα οφειλόμενη στα φορτία  $\epsilon_m = (M_m/N_m) + \epsilon_{hm} + \epsilon_s = 0.00405 + 0.00017 + 0.00533 = 0.00956 \text{ m}$ Η λυγρότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκενδριότητα λόγω ερπυγίου  $\epsilon_k = 0$ Εκκενδριότητα στο ηεαίο πείπτο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_m = \epsilon_m + \epsilon_k = 0.00956 + 0.00000 = 0.00956 \text{ m}$ Ελέγχος ανοιχτής στο ηεαίο πείπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_m = 0.05 \times 0.40 = 0.0200 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στο ηεαίο πείπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_m = 1 - 2 \epsilon_m / t = 1 - 2 \times 0.020 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο οχεδίασμο στη βάση  $N_b = (1.00 \times 154.3 + 0.30 \times 23.3) / 3.83 = 42.11 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τήκη οχεδίασμο στη βάση  $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 42.11 / 0.40 = 0.105 \text{ N/mm}^2$ Εκκενδριότητα φορτίου στη βάση  $M_b/N_b = 0.20 \times 0.05085 \times 8.8 / 42.1 = 0.01065 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $\epsilon_{h1} = 0.00035 \text{ m}$ Τυχηματική εκκενδριότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \epsilon_f / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκενδριότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_b = M_b/N_b + \epsilon_{h1} + \epsilon_s = 0.01065 + 0.00035 + 0.00533 = 0.01633 \text{ m}$ Ελέγχος ανοιχτής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_b = 0.05 \times 0.40 = 0.0200 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_b = 1 - 2 \epsilon_b / t = 1 - 2 \times 0.02000 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο ανοιχτής ανά ηοιάδα ηήκου  $N_{td} = \Phi_{td} \times t \times f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.40 \times 3.78 / 2.20 = 618.4 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλίπτική τήκη από αποτελεσµατα περσφωµένων στοιχείων  $\max \sigma_n = -0.604 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τήκη που προκύπτει από την επιλυση περσφωµένων στοιχείων είναι για περσφωές

ιδεων εκτός των περσφωών οχεδίασμο ανά ηοιάδα ηήκου  $N_{sd} = 1000 \times 0.40 \times 0.604 = 241.6 \text{ kN/m}$ Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00 \times g + 0.30 \times q + \text{επιρροή} \text{ (Ευρωκ-6, 4.4.2)}$

[illegible]

ΕΛΕΓΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg+1.50xg$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

$\chi^2_{\text{test}}/\text{ndf} = 3.20 / 3.83 = 0.84 < 3.0$  (εvtd5ε1)

ANALYSIS OF VARIANCE = 3.20 (df=15) (p=0.001)

$$\Pi_{\alpha\chi_05} \text{ to } \chi_{05} = 0.750 \Rightarrow 0.240 \text{ m ( evi d e n c e )}$$

Διασώματα και λιπαντικά

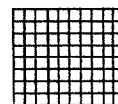
Ἀνατῆσις ἑθνικῶν καὶ ἡθελῶν παρηγογῆς Εὐρακῶδῆκα

Ανυπόβλητα πετ/τετ = 2.40/0.75 = 3.20 < 27 επιδόσεις (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Μήκος λυγισιοῦ  $heF = pxh = 0.75 \times 3.20 = 2.40$  m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Επί της πορείας των εργασιών των ομάδων, πραγματοποιήθηκαν επτά (7) συνεδριάσεις, οι οποίες είχαν ως αντικείμενο:

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρώκ-6, Παράρτημα Η)  
 Κατηγορία εξέλιξης λιθοσώματος Ι (Ευρώκ-6, 3.1.1)  
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$



Διαστάσεις: 3.83m, ύψος: 3.20m, πλάτος: 0.75m

[illegible]

$$\frac{V_{sd} = 1000 \times 0.274 \times 0.40 \times 0.154}{V_{sd} = 1000 \times 0.40 \times 0.154} = 61.6 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = 1000 \times 0.274 \times 0.40 \times 0.154 = 17.0 \text{ kN}$$

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_1 = (1.35 \times 264.9 + 1.50 \times 22.5) / 3.83 = 102.18 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη δύναμη ορθογώνιου πεδίου  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.001 \times 102.18 / 0.75 = 0.136 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.08310 \times 17.9 / 102.2 = 0.01459 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση  $\epsilon_1 = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \cdot \epsilon_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_1 = M_1/N_1 + \epsilon_s = 0.01459 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01992 \text{ m}$

Ενδοκρινή εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_1 = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωπική συνιστώσα στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2\epsilon_1/t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_1 = 1000 \times 0.90 \times 0.75 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη δύναμη από απευθείας περσόνες ορθογώνιου πεδίου  $\max = -0.154 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη δύναμη που προκύπτει από την επένδυση περσόνων ορθογώνιου πεδίου είναι για περσόνες

τάσεων εκτός των περσόνων ορθογώνιου πεδίου  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.154 \times 0.75 = 0.115 \text{ kN/m}$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_{\text{sd}} = 1000 \times 0.75 \times 0.154 = 115.1 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 115.1 < 1385.3 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριζική κατεύθυνση ορθογώνιου

#### Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος ορθογώνιου πεδίου ορθογώνιου πεδίου

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_1 = (1.00 \times 25.9 + 0.30 \times 22.5) / 3.83 = 8.52 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη δύναμη ορθογώνιου πεδίου  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.001 \times 8.52 / 0.75 = 0.011 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{\text{δομ}} = 0.011 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκεντρότητα κατά  $(1-k/4) = 0.98$

Καμπτική ποπή ορθογώνιου πεδίου ορθογώνιου πεδίου (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1)  $M_1 = 0.71 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στη βάση  $\epsilon_1 = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \cdot \epsilon_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_1 = M_1/N_1 + \epsilon_s = 0.08308 + 0.00035 + 0.00533 = 0.08876 \text{ m}$

Ενδοκρινή εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_1 = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωπική συνιστώσα στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2\epsilon_1/t = 1 - 2 \times 0.08876 / 0.75 = 0.76$

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_1 = 1000 \times 0.76 \times 0.75 = 1169.8 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 8.5 < 1169.8 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριζική κατεύθυνση ορθογώνιου

Έλεγχος ορθογώνιου πεδίου ορθογώνιου πεδίου και βάσης του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_{\text{m}} = (8.52 + 0.40 \times 1.00 \times 239.0) / 3.83 = 33.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη δύναμη ορθογώνιου πεδίου  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.001 \times 33.49 / 0.75 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου ορθογώνιου πεδίου ορθογώνιου πεδίου  $M_{\text{m}}/N_{\text{m}} = 0.20 \times 0.08308 \times 8.5 / 33.5 = 0.00423 \text{ m}$

Εκκεντρότητα ορθογώνιου πεδίου  $\epsilon_{\text{m}} = 0.0017 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \cdot \epsilon_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα ορθογώνιου πεδίου  $\epsilon_{\text{m}} = (M_{\text{m}}/N_{\text{m}}) + \epsilon_{\text{m}} + \epsilon_s = 0.00423 + 0.00017 + 0.00533 = 0.00974 \text{ m}$

Η ανυψώση είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσσών  $\epsilon_k = 0$

Εκκεντρότητα ορθογώνιου πεδίου (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_{\text{m}} = \epsilon_{\text{m}} + \epsilon_k = 0.00974 + 0.00000 = 0.00974 \text{ m}$

Εκκεντρότητα ορθογώνιου πεδίου (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_{\text{m}} = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωπική συνιστώσα ορθογώνιου πεδίου (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_{\text{m}} = 1 - 2\epsilon_{\text{m}}/t = 1 - 2 \times 0.038 / 0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_1 = (1.00 \times 264.9 + 0.30 \times 22.5) / 3.83 = 70.93 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη δύναμη ορθογώνιου πεδίου  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.001 \times 70.93 / 0.75 = 0.095 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου ορθογώνιου πεδίου  $M_1/N_1 = 0.08308 \times 8.5 / 70.9 = 0.00999 \text{ m}$

Εκκεντρότητα ορθογώνιου πεδίου  $\epsilon_{\text{h1}} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $\epsilon_s = h \cdot \epsilon_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $\epsilon_1 = M_1/N_1 + \epsilon_{\text{h1}} + \epsilon_s = 0.00999 + 0.00035 + 0.00533 = 0.01566 \text{ m}$

Εκκεντρότητα ορθογώνιου πεδίου (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\epsilon_1 = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$

Μετωπική συνιστώσα στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2\epsilon_1/t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_{\text{rd}} = 1000 \times 0.90 \times 0.75 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη δύναμη από απευθείας περσόνες ορθογώνιου πεδίου  $\max = -0.691 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη δύναμη που προκύπτει από την επένδυση περσόνων ορθογώνιου πεδίου είναι για περσόνες

τάσεων εκτός των περσόνων ορθογώνιου πεδίου  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.691 \times 0.75 = 518.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου πεδίου  $N_{\text{sd}} = 1000 \times 0.75 \times 0.691 = 518.1 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 518.1 < 1385.3 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριζική κατεύθυνση ορθογώνιου

#### Έλεγχος σε διάτνηση (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη δύναμη διάτνησης από επένδυση περσόνων ορθογώνιου πεδίου  $\max = 0.187 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη δύναμη που προκύπτει από την επένδυση περσόνων ορθογώνιου πεδίου είναι για περσόνες

τάσεων εκτός των περσόνων ορθογώνιου πεδίου  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.187 \times 0.75 = 139.9 \text{ kN/m}$

Μέγιστη δύναμη ορθογώνιου πεδίου  $N_{\text{sd}} = 1000 \times 0.75 \times 0.187 = 139.9 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή  $f_{\text{tk}} = 0.70 \times f_{\text{tk},0} = 0.4 \times 0.691 = 0.278 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{\text{tk}} = 0.278 \text{ N/mm}^2$

Τμή ορθογώνιου πεδίου  $V_{\text{rd}} = f_{\text{tk}} \cdot t / \gamma_{\text{M}} = 101.7 \text{ kN/m}$

$V_{\text{rd}} = 1000 \times 0.278 \times 0.75 / 2.20 = 101.7 \text{ kN/m}$

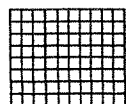
$V_{\text{sd}} = 139.9 > 101.7 = V_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριζική κατεύθυνση ορθογώνιου

Ενός οπλισμένου σκυροδέματος (Εβ. Κελ. εφαρμογής Ευρκ-6, 5.2)

Επί πλάτος πέλους του τοίχου και στο ύψος των υπερβυθών τα υλικά παρούσα ορίζονται με τις ακόλουθες τιμές:  $75 \times 20$  [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό  $4\phi 6$  (και συνδέσεις  $\phi 8/20$ ) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Πλάτος  $3.93m$ , ύψος  $3.20m$ , πάχος  $0.50m$



Αιχμηρή  $M2.050$

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματος Ι (Ευρκ-6, 3.1.1)

Θαλασσική αεροχρή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 N/mm^2$

Επί πέλους συνδέσεις ασφαλείας υλικών  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρκ-6, Παράρτ. 2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = p_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 m$  (Ευρκ-6, 4.4.3)

Λυγισμός  $h_{ef}/f_{ct} = 2.40/0.50 = 4.80 < 27$  επιδέξι (Ευρκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικών κριτηρίων εφαρμογής Ευρωπαϊκής

Διατάξεως τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου  $\geq 0.500$  (επιδέξι)

Λυγισμός  $\lambda = 4.80 < 15$  (επιδέξι)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/3.93 = 0.81 < 3.0$  (επιδέξι)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35g + 1.50q$  (Ευρκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αεροχρή στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδιασμού στην κορυφή  $N_1 = (1.35 \times 35.4 + 1.50 \times 30.8) / 3.93 = 23.92 kN/m$

Μέση κατακόρυφη δόση οχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 23.92 / 0.50 = 0.048 N/mm^2$

Καμπτική ροπή οχεδιασμού στην κορυφή (Ευρκ-6 Παράρτ. Γ.2)  $\gamma_{lvt}$  είναι η μέση εκκεντρότητα κατά  $(1-k/4) = 0.96$

Καμπτική ροπή οχεδιασμού στην κορυφή (Ευρκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 2.69 kNm/m$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζώντων φορτίων  $e_{h1} = 0.0000 m$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 m$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.11228 + 0.00000 + 0.00533 = 0.11761 m$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρκ-6, 4.4.3)  $e_{10} = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 m$

Μετακός συντελεστής στην κορυφή (Ευρκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.11761/0.50 = 0.53$

Κατακόρυφο φορτίο αεροχρή ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_1 m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.53 \times 4.51 / 2.20 = 543.9 kN/m$

$N_{sd} = 23.9 < 543.9 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αεροχρή στο μέσο τομή και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο οχεδιασμού στο μέσο τομή  $N_m = (23.92 + 0.40 \times 1.35 \times 163.5) / 3.93 = 46.38 kN/m$

Μέση κατακόρυφη δόση οχεδιασμού στο μέσο τομή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 46.38 / 0.50 = 0.093 N/mm^2$

Εκκεντρότητα φορτίου βάσει στο μέσο τομή  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.11228 \times 23.9 / 46.4 = 0.01158 m$

Εκκεντρότητα στο μέσο τομή λόγω οριζώντων φορτίων  $e_{hm} = 0.0000 m$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 m$

Εκκεντρότητα οφέλιμη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01158 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01691 m$

Η λυγισμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπονίου  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσο τομή (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_m = e_{hm} + e_k = 0.01691 + 0.00000 = 0.01691 m$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρκ-6, 4.4.3)  $e_{m0} = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 m$

Μετακός συντελεστής στο μέσο τομή (Ευρκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.025/0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο οχεδιασμού στην βάση  $N_1 = (1.35 \times 198.9 + 1.50 \times 30.8) / 3.93 = 80.08 kN/m$

Μέση κατακόρυφη δόση οχεδιασμού στην βάση  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 80.08 / 0.50 = 0.160 N/mm^2$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_1/N_1 = 0.11228 \times 23.9 / 80.1 = 0.03353 m$

Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζώντων φορτίων  $e_{h1} = 0.0000 m$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρκ-6, 4.4.3)  $e_{10} = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 m$

Μετακός συντελεστής στην βάση (Ευρκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.03887/0.50 = 0.84$

Κατακόρυφο φορτίο αεροχρή ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_1 m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 4.51 / 2.20 = 862.0 kN/m$

Μέγιστη κατακόρυφη θάλασσα  $N_{sd} = 862.0 kN/m$  (Ευρκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03353 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03887 m$

Δεσφ. ομνησθέντων σκυροδέματος (Εθν. Κετμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Επ' αφορμήν της διενέργειας των εργασιών αυτών, ο Υπουργός, αφού προηγουμένως ενημερώθηκε από τον Γενικό Γραμματέα της Επ. Επιτροπής, αποφασίζει, σύμφωνα με το άρθρο 17, παρ. 2, του Ν. 1566/85, όπως αναφέρεται στην Εγκύκλιό του αριθ. 1029/85, να εγκρίνει το ανωτέρω σχέδιο, με την επιφύλαξη των παρατηρήσεων που περιλαμβάνονται στην Εγκύκλιο αυτή.

nsd= 11.4 > 543.9=nd ικανοποιείται ο έλεγχος σε ορισκή κατάσταση στο 0.1%

Κατασκευάστηκε υπό την εποπτεία του ΕΛΕΚΤΕΚ-6 (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_I = 1.28 \text{ kNm/m}$

ποχιοι ποι υφονοα λιπο δυχοιαν δοχλεν

Ελάττωσας σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00xg + 0.30xg + \varepsilon_{\text{εισαγωγής}}$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Διαστάσεις πλάτος = 3.93m, ύψος = 3.20m, πάχος = 0.50m

Αξιοβόρνη M2 0.50

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελκυστήρα παραγωγής λιθοσφαιδίων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

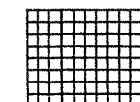
Θαλασινική αντοχή τοιχοποιίας f<sub>tk</sub> = 4.51 N/mm<sup>2</sup>

Επί πέδους συντελεστής ασφαλείας υλίκου γ<sub>M</sub>=2.20 (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού h<sub>ef</sub>=p<sub>xh</sub>=0.75x 3.20 = 2.40 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Ανυψώση h<sub>ef</sub>/t<sub>ef</sub> = 2.40/0.50 = 4.80 < 27 επιδέει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις έθνικου κριτηρίου εφαρμογής Ευρωκώδικα



Πάχος τοίχου = 0.50 m (επιδέει)

Ανυψώση λ = 4.80 < 15 (επιδέει)

Υψος/μήκος τοίχου h/L = 3.20/3.93 = 0.81 < 3.0 (επιδέει)

Ελκυστήρας σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελκυστήρας αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή N<sub>Ed</sub> = (1.35x 43.5+1.50x 37.8) / 3.93 = 29.37 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σ<sub>Ed</sub> = 0.001x 29.37 / 0.50 = 0.059 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>Ed</sub> = 0.059 < 0.25 N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεταί μετωση εκκεντρότητας κατά (1-k/4) = 0.95

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) M<sub>Ed</sub> = 3.14 kNm/m

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων e<sub>h1</sub> = 0.0000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub> = h<sub>ef</sub>/450 = 2.40/450 = 0.00533 m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.4.3) e<sub>l</sub> = M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub> + e<sub>s</sub> = 0.10679 + 0.00533 = 0.11213 m

Ελκυστήρας σε κατακόρυφο φορτίο (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>l</sub> = 0.05t = 0.05x0.50 = 0.02500 m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>l</sub> = 1 - 2e<sub>l</sub>/t = 1 - 2x0.11213/0.50 = 0.55

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους N<sub>Ed</sub> = φ<sub>l</sub> M<sub>Ed</sub>/γ<sub>M</sub> = 1000x0.55x 4.51/2.20 = 564.4 kN/m

N<sub>Ed</sub> = 29.4 < 564.4 = N<sub>Ed</sub> ικανοποιείται ο έλκυστήρας σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελκυστήρας αντοχής στο ηεσάλο πέλμα και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλμα N<sub>Ed</sub> = (29.37 + 0.40x1.35x 163.5) / 3.93 = 51.84 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλμα σ<sub>Ed</sub> = 0.001x 51.84 / 0.50 = 0.104 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου βάσης στο ηεσάλο πέλμα M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub> = 0.20x0.10679x 29.4 / 51.8 = 0.01210 m

Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πέλμα λόγω οριζοντίων φορτίων e<sub>h1</sub> = 0.0000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub> = h<sub>ef</sub>/450 = 2.40/450 = 0.00533 m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία e<sub>m</sub> = (M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub>) + e<sub>h1</sub> + e<sub>s</sub> = 0.01210 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01744 m

Η ανυψώση είναι < 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμού e<sub>k</sub> = 0

Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>m</sub> = e<sub>m</sub> + e<sub>k</sub> = 0.01744 + 0.00000 = 0.01744 m

Ελκυστήρας σε κατακόρυφο φορτίο (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>l</sub> = 0.05t = 0.05x0.50 = 0.02500 m

Μειωτικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>m</sub> = 1 - 2e<sub>m</sub>/t = 1 - 2x0.025/0.50 = 0.90

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση N<sub>Ed</sub> = (1.35x 207.0 + 1.50x 37.8) / 3.93 = 85.53 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση σ<sub>Ed</sub> = 0.001x 85.53 / 0.50 = 0.171 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub> = 0.10679x 29.4 / 85.5 = 0.03667 m

Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων e<sub>h1</sub> = 0.00000 m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>l</sub> = 0.05t = 0.05x0.50 = 0.02500 m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>l</sub> = 1 - 2e<sub>l</sub>/t = 1 - 2x0.04200/0.50 = 0.83

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους N<sub>Ed</sub> = φ<sub>l</sub> M<sub>Ed</sub>/γ<sub>M</sub> = 1000x0.83x 4.51/2.20 = 851.7 kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θάλασινική τάση από απορρόγηση πεπερασμένων στοιχείων είναι γ<sub>l</sub> = 1.49 kNm/m

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβλωση πεπερασμένων στοιχείων είναι γ<sub>l</sub> = 1.49 kNm/m

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους N<sub>Ed</sub> = 1000x0.50x 0.200 = 100.1 kN/m

N<sub>Ed</sub> = 100.1 < 851.7 = N<sub>Ed</sub> ικανοποιείται ο έλκυστήρας σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελκυστήρας σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2επιμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελκυστήρας αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή N<sub>Ed</sub> = (1.00x 43.5 + 0.30x 37.8) / 3.93 = 13.95 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σ<sub>Ed</sub> = 0.001x 13.95 / 0.50 = 0.028 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>Ed</sub> = 0.028 < 0.25 N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεταί μετωση εκκεντρότητας κατά (1-k/4) = 0.95

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) M<sub>Ed</sub> = 1.49 kNm/m

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.00035$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1=M_i/N_i+e_{h1}+e_s=0.10668+0.00035+0.00533=0.11236$  m  
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{10}=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500$  m  
Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.11236/0.50=0.55$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_1 M_i / \gamma_M=1000 \times 0.55 \times 4.51/2.20=564.4$  kN/m  
 $N_{sd}=14.0 < 564.4=N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέλμα και βάση του τοίχου  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλμα  $N_{ed}=(13.95+0.40 \times 1.00 \times 163.5/3.93)=30.60$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάλο πέλμα  $\sigma_{sd}=0.001 \times 30.60/0.50=0.061$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου βάσης  $M_i/N_i=0.20 \times 0.10668 \times 14.0/30.6=0.00973$  m  
Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πέλμα οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.00017$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρότητα οφειδόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{h1}+e_s=0.00973+0.00017+0.00533=0.01524$  m  
Η ανυψότητα είναι  $\leq 15$  δα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρότητα στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m=e_m+e_k=0.01524+0.00000=0.01524$  m  
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{m0}=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500$  m  
Μετωικός συντελεστής στο ηεσάλο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.01524/0.50=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_i=(1.00 \times 207.0+0.30 \times 37.8)/3.93=55.56$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 55.56/0.50=0.111$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_i/N_i=0.10668 \times 14.0/55.6=0.02680$  m  
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.00035$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1=M_i/N_i+e_{h1}+e_s=0.02680+0.00035+0.00533=0.03247$  m  
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{10}=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500$  m  
Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.03247/0.50=0.87$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_1 M_i / \gamma_M=1000 \times 0.87 \times 4.51/2.20=892.7$  kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη θάλιση από απορροφήσιμα πεντερομήκων στοιχείων  $\max_{\text{max}}=-0.677$  N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεντερομήκων στοιχείων είναι για περιόχες  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τάση διείσδυσης από επίλυση πεντερομήκων στοιχείων  $\tau_{\max}=0.179$  N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεντερομήκων στοιχείων είναι για περιόχες  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τάση διείσδυσης από επίλυση πεντερομήκων στοιχείων  $\tau_{\max}=0.179$  N/mm<sup>2</sup>

Μέγιστη τάση διείσδυσης από επίλυση πεντερομήκων στοιχείων  $\tau_{\max}=0.179$  N/mm<sup>2</sup>

Μέγιστη τάση διείσδυσης από επίλυση πεντερομήκων στοιχείων  $\tau_{\max}=0.179$  N/mm<sup>2</sup>

Μέγιστη τάση διείσδυσης από επίλυση πεντερομήκων στοιχείων  $\tau_{\max}=0.179$  N/mm<sup>2</sup>

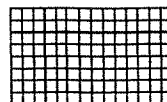
Μέγιστη τάση διείσδυσης από επίλυση πεντερομήκων στοιχείων  $\tau_{\max}=0.179$  N/mm<sup>2</sup>

### Ενδιάμεση κατάσταση (Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάτωμα πέρος του τοίχου και στο ύψος των υποθέρων των δόκων που ελέγχονται χωριστά  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)  $\chi$  δόκων που ελέγχονται χωριστά)

Διαστάσεις μήκος=5.43m, ύψος=3.20m, πάχος=0.40m

Τ48



Ανιψότητα 0.40

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασινική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k=3.78$  N/mm<sup>2</sup>

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος ανύψωσης  $h_{ef}=p_{\text{max}}=0.75 \times 3.20=2.40$  m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Ανυψότητα  $h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.40=6.00 < 27$  επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις έθνικων κειμένων εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου  $=0.400 > 0.240$  m (επιδέξει)

Ανυψότητα  $\chi=6.00 < 15$  (επιδέξει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L=3.20/5.43=0.59 < 3.0$  (επιδέξει)

ΕΛΕΓΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xg (Ευρωκ-6, 4.4.2)



NOZ:FEVET:XOZ Y@I27:AMENOY K.T.I.P.I.O.Y IIANANE.T.O AHMOU.T.I.K.O NOZ:OKOME.T.O



0 = x e u 1    λ 0 } 3 λ 1 0 1 0    λ 0 λ 2 } 1 0 0 0 3 H 3 H    λ 0 λ 1 } H 3    φ H 3    λ 0 λ 1 λ 2 } 1 0 0 0 3    λ 0 λ 1    λ 0 λ 1 λ 2 } 1 0 0 0 3

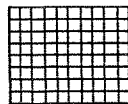


Ενδύ οπληθέντων σκυροδέματος (Εθν. Κετθ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)  
Είσο πλάνα πέρος του τοίχου και στο ύψος των υποβρεθών τυχόν παρούσας οπλισμένες τσιγκές εφεκτικές ιδείες  
παράλληλονται από σενάξ οπλισμένων σκυροδέματος 40x20 [πάχος x ύψος cm]  
πε εάχιστο οπλισμό 4φ14 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα εάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T61

Διαστάσεις μήκος = 4.18m, ύψος = 3.20m, πάχος = 0.80m



Υποδομή 0.80  
Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία εάχιστων παραγώγης υδροσφιδών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θάψιμη ανοχή τοιχοποιίας f<sub>k</sub> = 4.51 N/mm<sup>2</sup>

Εάχιστος σε κατακόρυφο φορτίο φέρτιον 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Εάχιστος ανοχή στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σκεδισμοί στην κορυφή N<sub>i</sub>=(1.35x 105.4+1.50x 82.9)/ 4.18 = 63.79 kN/m

Μέση κατακόρυφη ιδέα σκεδισμοί στην κορυφή σδο=0.01x 63.79/ 0.80 = 0.080 N/mm<sup>2</sup>

σδο= 0.080<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέσων εκκεντρότητας κατά (1-k/4)=0.99

Καμπτική ροπή σκεδισμοί στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) M<sub>i</sub> = 0.28 kNm/m

Εκκεντρότητα στην κορυφή εh<sub>i</sub>=0.0000 m

Ευρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450 = 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>i</sub>=M<sub>i</sub>/N<sub>i</sub>+e<sub>h</sub>+es = 0.00439+0.0000+0.00533=0.00973 m

Εάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>i</sub>=0.05t=0.05x0.80=0.0400 m

Μειωτός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>i</sub>=1-2e<sub>i</sub>/t=1-2x0.0400/0.80=0.90

Κατακόρυφο φορτίο ανοχής στο μέσαιο πέμπτο και βόθ του τοίχου

Εάχιστος ανοχής στο μέσαιο πέμπτο και βόθ του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σκεδισμοί στο μέσαιο πέμπτο N<sub>m</sub>=( 63.79+0.40x1.35x 278.2/ 4.18) = 99.73 kN/m

Μέση κατακόρυφη ιδέα σκεδισμοί στο μέσαιο πέμπτο σδο=0.001x 99.73/ 0.80 = 0.125 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου βόθ στο μέσαιο πέμπτο M<sub>m</sub>/N<sub>m</sub>=0.20x0.00439x 63.8/ 99.7=0.00056 m

Εκκεντρότητα στο μέσαιο πέμπτο εh<sub>m</sub>=0.0000 m

Ευρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450 = 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα σκεδισμοί στα φορτία e<sub>m</sub>=(M<sub>m</sub>/N<sub>m</sub>)+e<sub>h</sub>+es=0.00056+0.0000+0.00533=0.00590 m

Η λυγρότητα είναι <=15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμοί ek=0

Εκκεντρότητα στο μέσαιο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>m</sub>=e<sub>m</sub>+ek=0.00590+0.0000=0.00590 m

Εάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>m</sub>=0.05t=0.05x0.80=0.0400 m

Μειωτός συντελεστής στο μέσαιο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>m</sub>=1-2e<sub>m</sub>/t=1-2x0.0400/0.80=0.90

Κατακόρυφο φορτίο σκεδισμοί στην βόθ N<sub>i</sub>=(1.35x 383.6+1.50x 82.9)/ 4.18=153.64 kN/m

Μέση κατακόρυφη ιδέα σκεδισμοί στην βόθ σδο=0.001x153.64/ 0.80 = 0.192 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου στην βόθ M<sub>i</sub>/N<sub>i</sub>=0.00439x 63.8/ 153.6=0.00182 m

Εκκεντρότητα στην βόθ λόγω οριζόντιων φορτίων e<sub>h</sub>=0.0000 m

Ευρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450 = 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα στην βόθ (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>i</sub>=M<sub>i</sub>/N<sub>i</sub>+e<sub>h</sub>+es = 0.00182+0.0000+0.00533=0.00716 m

Εάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>i</sub>=0.05t=0.05x0.80=0.0400 m

Μειωτός συντελεστής στην βόθ (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>i</sub>=1-2e<sub>i</sub>/t=1-2x0.0400/0.80=0.90

Κατακόρυφο φορτίο ανοχής ανά μονάδα μήκους N<sub>d</sub>=φ<sub>i</sub>M<sub>i</sub>/γM=1000x0.90x0.80x 4.51/2.20 = 1477.6kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θάψιμη ιδέα από αποελάσματα περσισμένων στοιχείων max<sub>on</sub>=0.294 N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη ιδέα που προκύπτει από την επίλυση περσισμένων στοιχείων είναι για περσιστές

ιδέων εκτός των περσισμών σκεδισμοί ανά μονάδα μήκους N<sub>sd</sub>=1000x0.80x 0.294 = 235.5 kN/m

N<sub>sd</sub> = 235.5 < 1477.6=N<sub>d</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

## ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΕΡΒΟΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΦΟΡΙΣΗ 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΙΟΛΙΧΟΥ

Κατακέρβουφο φορτίο οχεδίασμού στην κορυφή Ν1=(1.00x 105.4+0.30x 82.9)/ 4.18= 31.17 kN/m  
Μέση κατακέρβουφή ιδίαν οχεδίασμού στην κορυφή οσδο=0.001x 31.17/ 0.80= 0.039 N/mm<sup>2</sup>  
οσδο= 0.039<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεταί μέση εκκεντρότητα κατά (1-k/4)=0.99  
Καμπτική ποπή οχεδίασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1) Μ1= 0.13 kNm/m

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων εΗ1=0.00035 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) e1=Μ1/Ν1+eh1+es= 0.00424+0.00035+0.00533=0.00992 m

ΕΛΔΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ (Ευρωκ-6, 4.4.3) e1=0.05t=0.05x0.80=0.04000 m

Μεωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ1=1-2ελ/τ=1-2x0.04000/0.80=0.90

Κατακέρβουφο φορτίο αντοχής ανά ποσά μήκους Νd=Φ1m.t.fk/γM=1000x0.90x0.80x 4.51/2.20= 1477.6kN/m

Νsd= 31.2 &lt; 1477.6=Nd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση στοχίας

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΕΠΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΗ ΤΟΥ ΙΟΛΙΧΟΥ

Κατακέρβουφο φορτίο οχεδίασμού στο πεδαίο πέπτο Νm=( 31.17+0.40x1.00x 278.2/ 4.18)= 57.79 kN/m

Μέση κατακέρβουφή ιδίαν οχεδίασμού στο πεδαίο πέπτο οσδο=0.001x 57.79/ 0.80= 0.072 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο πεδαίο πέπτο Μm/Νm=0.20x0.00424x 31.2/ 57.8=0.00046 m

Εκκεντρότητα στο πεδαίο πέπτο λόγω οριζοντίων φορτίων εΗm=0.00017 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα οφειδόμενη στα φορτία em=(Μm/Νm)+ehm+es=0.00046+0.00017+0.00533=0.00596 m

Η λυγρότητα είναι &lt;=15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού εκ=0

Εκκεντρότητα στο πεδαίο πέπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) em=em+ek=0.00596+0.00000=0.00596 m

ΕΛΔΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ (Ευρωκ-6, 4.4.3) em=0.05t=0.05x0.80=0.04000 m

Μεωτικός συντελεστής στο πεδαίο πέπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φm=1-2em/τ=1-2x0.040/0.80=0.90

Κατακέρβουφο φορτίο οχεδίασμού στη βάση Ν1=(1.00x 383.6+0.30x 82.9)/ 4.18= 97.72 kN/m

Μέση κατακέρβουφή ιδίαν οχεδίασμού στη βάση οσδο=0.001x 97.72/ 0.80= 0.122 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση Μ1/Ν1=0.00424x 31.2/ 97.7=0.00135 m

Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων εΗ1=0.00035 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) e1=Μ1/Ν1+eh1+es= 0.00135+0.00035+0.00533=0.00703 m

ΕΛΔΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ (Ευρωκ-6, 4.4.3) e1=0.05t=0.05x0.80=0.04000 m

Μεωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) Φ1=1-2ελ/τ=1-2x0.04000/0.80=0.90

Κατακέρβουφο φορτίο αντοχής ανά ποσά μήκους Νd=Φ1m.t.fk/γM=1000x0.90x0.80x 4.51/2.20= 1477.6kN/m

Μέγιστη κατακέρβουφή θάλασσης ιδίαν από απόστασεις πεπερασμένων στοιχείων maxon=-0.847 N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη ιδίαν που προκύπτει από την επίσταση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περτοχές

ιδίων εκτός των περτοχών συγκεντρώσης ιδίων στις στήλεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακέρβουφο φορτίο οχεδίασμού ανά ποσά μήκους Νsd=1000x0.80x 0.847= 677.4 kN/m

Νsd= 677.4 &lt; 1477.6=Nd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση στοχίας

## ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΣΕ ΔΙΔΗΜΗΤΗ ΣΦΟΡΙΣΗ 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.5.3)

Μέγιστη ιδίαν διδμήτης από επίσταση πεπερασμένων στοιχείων tmax= 0.256 N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη ιδίαν που προκύπτει από την επίσταση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περτοχές

ιδίων εκτός των περτοχών συγκεντρώσης ιδίων στις στήλεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη ιδίαν οχεδίασμού ανά ποσά μήκους Νsd=1000x0.80x 0.256= 204.8 kN/m

Χαρακτηριστική διαμήκη αντοχή fvk=0.70x(fvk+0.4xkd) (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8) )

fvk=0.70x( 0.150+0.4x 0.847)= 0.342 N/mm<sup>2</sup>, maxfvk= 1.000 N/mm<sup>2</sup>, και fvk= 0.342 N/mm<sup>2</sup>

Τμή οχεδίασμού αντοχής είναι t=έπσταση Vrd=fvk.t.γM (Ευρωκ-6 4.5.3)

Vrd=1000x 0.342x0.80/2.20= 124.4. kN/m

Vsd= 204.8 &gt; 124.4=Vrd Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος ιεθνούς σε οριακή κατάσταση στοχίας

## ΕΛΔΧΟΣ ΑΝΔΙΟΧΗΣΟΥ ΟΚΥΡΟΔΕΗΑΤΟΣ (ΕΘ. ΚΕΠ. ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΥΡΟΚ-6, 5.2)

Ετο πάλω ηέρος το τοίχου και στο όθος τω υπέρθυρυν τυχόν παρυναιζόμενες ηικές εφεκυναιικές ιδείς  
παρυναιζόμενες από ευνδύς ανλίστην οκυνροδέηατος 80x20 [ηάτος x ύπος cm]  
η ελέχιστο ανλίστη 4φ16 (και συνδέηες 8/20) που ικανοποιεί τα ελέχιστα όρια του κανονίσμού.

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ

(1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα II  $\alpha=0.24g$ , άρα ικανοποιούνται οι περιόριστοι στον αριθμό ορόφων του πλάνου 3.

(2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογώνιο.

β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά  $=28.90/38.15=0.76 > 0.25$

γ) Οι εσοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους

της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.

(3) α) Η ακμή του κτιρίου εξασφαλίζει ήρω διατηρητικών τοίχων που διατάσσονται

περιμετρικά στις δύο κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.

β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι

με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.

γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75%

του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.

δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται

από τους διατηρητικούς τοίχους.

(5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων

δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

(6) Σε κάθε όροφο οι επιβαλλόμενες διατομικές τοίχων σε κάθε μία από

τις καθεύσεις διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού επιβαλλόμενου ορόφου είναι μικρότερο

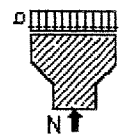
από τα ποσοστά του πλάνου 4. που στην περίπτωση μας είναι

τοίχοποιία : Διατομική επιβαλλόμενη σε όροφο: II  $\alpha=0.24g$ , ελάχιστο ποσοστό τοίχων 58

x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισογείο 81.626/1065.960=0.077>0.05

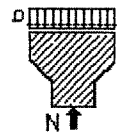
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισογείο 67.843/1065.960=0.064>0.05

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:



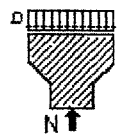
ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:



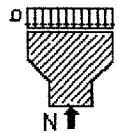
ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:



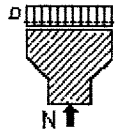
ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:



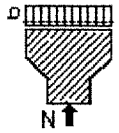
ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:



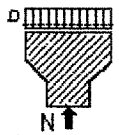
ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:



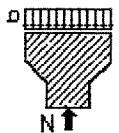
ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

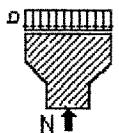


ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:



ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:



ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ:

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=15.30m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.75m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 1849.5+1.50x 120.6= 2677.7 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 177 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=0.95 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 177/0.95=0.19 [MPa]  
Nfd=177kN/m<190kN/m=100kN/m=100x0.20x0.95=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=13.60m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.75m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 1680.8+1.50x 173.3= 2529.0 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 188 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=0.95 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 188/0.95=0.20 [MPa]  
Nfd=188kN/m<190kN/m=100kN/m=100x0.20x0.95=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=14.00m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.75m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 1784.1+1.50x 77.6= 2524.9 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 182 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=0.95 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 182/0.95=0.19 [MPa]  
Nfd=182kN/m<190kN/m=100kN/m=100x0.20x0.95=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=11.45m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.75m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 1333.9+1.50x 59.5= 1890.0 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 167 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=0.95 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 167/0.95=0.18 [MPa]  
Nfd=167kN/m<190kN/m=100kN/m=100x0.20x0.95=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=12.70m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.75m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 1713.3+1.50x 87.9= 2444.8 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 195 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=0.97 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 195/0.97=0.20 [MPa]  
Nfd=195kN/m<195kN/m=100kN/m=100x0.20x0.97=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=15.30m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.80m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 2058.9+1.50x 155.1= 3012.2 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 199 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=1.00 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 199/1.00=0.20 [MPa]  
Nfd=199kN/m<200kN/m=100kN/m=100x0.20x1.00=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=13.60m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.80m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 1862.9+1.50x 152.6= 2743.8 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 204 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=1.02 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 204/1.02=0.20 [MPa]  
Nfd=204kN/m<204kN/m=100kN/m=100x0.20x1.02=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)

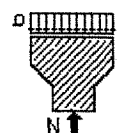
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=14.00m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.80m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 1832.3+1.50x 82.9= 2598.0 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 188 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=1.00 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 188/1.00=0.19 [MPa]  
Nfd=188kN/m<200kN/m=100kN/m=100x0.20x1.00=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΗΚΟΣ=11.45m, ΠΥΚΝΟΣ=3.20m, ΠΔΧΟΣ=0.80m  
ΟΛΙΚΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Nsd=1.35x 1405.6+1.50x 83.0= 2022.1 [kN]  
ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΔ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ + iδ. ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ Nfd= 179 [kN/m]  
ΤΙΑ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΡΙΛΑΒΟΥ tp=1.00 [m] ΗΕΥΛΙΣΤΗ ΤΑΗΝ ΕΔΩΦΟΥS σδ=0.001x 179/1.00=0.18 [MPa]  
Nfd=179kN/m<200kN/m=100kN/m=100x0.20x1.00=Rnd (ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΩΦΟΥS EAK5.2.3)



Θεμελίωση τοίχου:

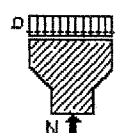
T10



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 1752.0 + 1.50 \times 72.0 = 2473.2$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 197$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 1.00$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 197 / 1.00 = 0.20$  [MPa]  
 $N_{fd} = 197 \text{ kN/m} / \text{m} < 200 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.00 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

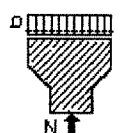
T11



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 1472.4 + 1.50 \times 240.2 = 2348.0$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 152$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 1.00$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 152 / 1.00 = 0.15$  [MPa]  
 $N_{fd} = 152 \text{ kN/m} / \text{m} < 200 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.00 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

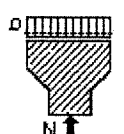
T12



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 1662.0 + 1.50 \times 279.1 = 2662.4$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 204$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 1.02$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 204 / 1.02 = 0.20$  [MPa]  
 $N_{fd} = 204 \text{ kN/m} / \text{m} < 204 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.02 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

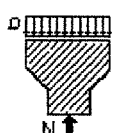
T13



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 278.7 + 1.50 \times 34.5 = 428.0$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 114$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 0.95$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 114 / 0.95 = 0.12$  [MPa]  
 $N_{fd} = 114 \text{ kN/m} / \text{m} < 190 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.95 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

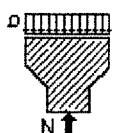
T14



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 1474.0 + 1.50 \times 91.0 = 2126.4$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 176$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 0.95$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 176 / 0.95 = 0.19$  [MPa]  
 $N_{fd} = 176 \text{ kN/m} / \text{m} < 190 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.95 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

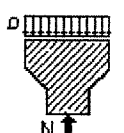
T15



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 1449.3 + 1.50 \times 77.9 = 2073.4$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 200$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 1.00$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 200 / 1.00 = 0.20$  [MPa]  
 $N_{fd} = 200 \text{ kN/m} / \text{m} < 200 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.00 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

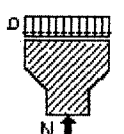
T16



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 287.7 + 1.50 \times 37.0 = 443.9$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 115$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 0.95$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 115 / 0.95 = 0.12$  [MPa]  
 $N_{fd} = 115 \text{ kN/m} / \text{m} < 190 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.95 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

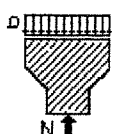
T17



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 1719.0 + 1.50 \times 79.6 = 2440.1$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 190$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 1.05$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 190 / 1.05 = 0.18$  [MPa]  
 $N_{fd} = 190 \text{ kN/m} / \text{m} < 210 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.05 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

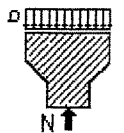
T18



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 1466.6 + 1.50 \times 71.7 = 2087.5$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 217$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 1.09$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 217 / 1.09 = 0.20$  [MPa]  
 $N_{fd} = 217 \text{ kN/m} / \text{m} < 217 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

T19



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35 \times 2104.5 + 1.50 \times 285.6 = 3269.5$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd} = 210$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t = 1.10$  [m] μέγιστη ικανή εδώπου  $\sigma_{\delta} = 0.001 \times 210 / 1.10 = 0.19$  [MPa]  
 $N_{fd} = 210 \text{ kN/m} / \text{m} < 220 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.10 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Επεξεργασία: 13.20m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.90m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 1959.9+1.50 \times 275.5=3059.1$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=234$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=1.17$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 234/1.17=0.20$  [MPa]  
 $N_{fd}=234 \text{ kN/m} < 234 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 1.17 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Διαστάσεις μήκος=11.01m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.80m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 1496.3+1.50 \times 71.5=2127.3$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=195$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=1.00$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 195/1.00=0.20$  [MPa]  
 $N_{fd}=195 \text{ kN/m} < 200 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 1.00 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Διαστάσεις μήκος=11.02m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.80m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 1642.7+1.50 \times 81.1=2339.3$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=214$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=1.07$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 214/1.07=0.20$  [MPa]  
 $N_{fd}=214 \text{ kN/m} < 214 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 1.07 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.75m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 1493.2+1.50 \times 57.0=2101.3$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=188$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.95$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 188/0.95=0.20$  [MPa]  
 $N_{fd}=188 \text{ kN/m} < 190 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 0.95 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Διαστάσεις μήκος=10.73m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.75m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 1429.7+1.50 \times 82.5=2053.8$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=193$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.97$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 193/0.97=0.20$  [MPa]  
 $N_{fd}=193 \text{ kN/m} < 193 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 0.97 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

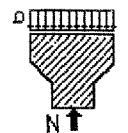
Διαστάσεις μήκος=5.43m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.40m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 220.9+1.50 \times 34.9=350.6$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=67$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.60$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 67/0.60=0.11$  [MPa]  
 $N_{fd}=67 \text{ kN/m} < 120 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 0.60 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Διαστάσεις μήκος=5.43m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.50m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 298.3+1.50 \times 63.0=497.2$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=94$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.70$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 94/0.70=0.13$  [MPa]  
 $N_{fd}=94 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 0.70 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Διαστάσεις μήκος=4.18m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.65m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 263.7+1.50 \times 32.6=404.9$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=99$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.85$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 99/0.85=0.12$  [MPa]  
 $N_{fd}=99 \text{ kN/m} < 170 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 0.85 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

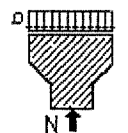
Διαστάσεις μήκος=4.18m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.40m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 185.5+1.50 \times 40.3=310.9$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=76$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.60$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 76/0.60=0.13$  [MPa]  
 $N_{fd}=76 \text{ kN/m} < 120 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 0.60 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)

Διαστάσεις μήκος=5.91m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.40m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35 \times 267.4+1.50 \times 61.5=453.2$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=79$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.60$  [m] μέγιστη τήκη εδώπου  $\sigma_{\text{εδ}}=0.001 \times 79/0.60=0.13$  [MPa]  
 $N_{fd}=79 \text{ kN/m} < 120 \text{ kN/m} = 1000 \text{ kN/m} \times 0.60 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ5.2.3)



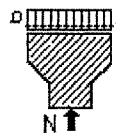
Επεξεργασία τοίχου:

T20



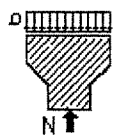
Επεξεργασία τοίχου:

T21



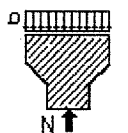
Επεξεργασία τοίχου:

T22



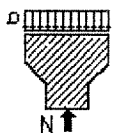
Επεξεργασία τοίχου:

T23



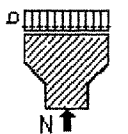
Επεξεργασία τοίχου:

T24



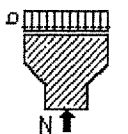
Επεξεργασία τοίχου:

T25



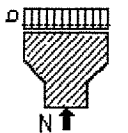
Επεξεργασία τοίχου:

T26



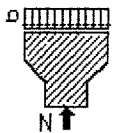
Επεξεργασία τοίχου:

T27



Επεξεργασία τοίχου:

T28

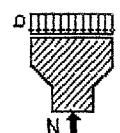


Επεξεργασία τοίχου:

T29

Στοιχείο 101:

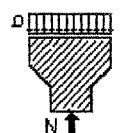
T30



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 293.1+1.50x 62.4=489.3$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=85$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.65$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 85/0.65=0.13$  [MPa]  
 $N_{fd}=85kN/m < 130kN/m=1000x0.20x0.65=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 102:

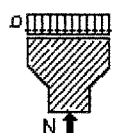
T31



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 137.6+1.50x 22.7=219.8$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=59$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.55$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 59/0.55=0.11$  [MPa]  
 $N_{fd}=59kN/m < 110kN/m=1000x0.20x0.55=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 103:

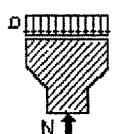
T32



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 154.3+1.50x 23.3=243.3$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=66$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.60$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 66/0.60=0.11$  [MPa]  
 $N_{fd}=66kN/m < 120kN/m=1000x0.20x0.60=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 104:

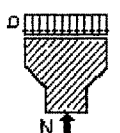
T33



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 264.9+1.50x 22.5=391.4$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=104$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.95$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 104/0.95=0.11$  [MPa]  
 $N_{fd}=104kN/m < 190kN/m=1000x0.20x0.95=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 105:

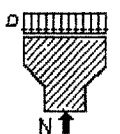
T34



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 198.9+1.50x 30.8=314.7$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=82$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.70$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 82/0.70=0.12$  [MPa]  
 $N_{fd}=82kN/m < 140kN/m=1000x0.20x0.70=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 106:

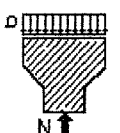
T35



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 207.0+1.50x 37.8=336.1$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=88$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.70$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 88/0.70=0.13$  [MPa]  
 $N_{fd}=88kN/m < 140kN/m=1000x0.20x0.70=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 107:

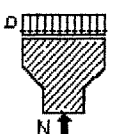
T48



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 236.3+1.50x 48.3=391.5$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=74$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.60$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 74/0.60=0.12$  [MPa]  
 $N_{fd}=74kN/m < 120kN/m=1000x0.20x0.60=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 108:

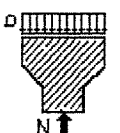
T51



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 130.2+1.50x 26.2=215.1$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=63$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.60$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 63/0.60=0.11$  [MPa]  
 $N_{fd}=63kN/m < 120kN/m=1000x0.20x0.60=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 109:

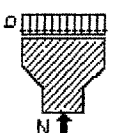
T60



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 167.7+1.50x 32.1=274.5$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=72$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=0.60$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 72/0.60=0.12$  [MPa]  
 $N_{fd}=72kN/m < 120kN/m=1000x0.20x0.60=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)

Στοιχείο 110:

T61



Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd}=1.35x 383.6+1.50x 82.9=642.2$  [kN]  
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου  $N_{fd}=156$  [kN/m]  
 Για πλάτος πεδίου  $t_p=1.00$  [m] η έγκληση είναι εδφους  $\sigma_{\delta}=0.001x 156/1.00=0.16$  [MPa]  
 $N_{fd}=156kN/m < 200kN/m=1000x0.20x1.00=R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδφους ΕΑΚ5.2.3)



## ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

ΟΡΟΦΟΙ : 1 Υψόμετρο : 1 Τοίχοποιλα Διαζωματική

Υψηλό ορόφων [m] : 3.20 [m] ορόφ=Πλάκα d=0.15[m]  
Υπόγειο ορόφου 4.75 [m] ορόφ=Πλάκα d=0.00[m]

## ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΚΕΥΗΣ

Μόνιμα Δαπέδων : Επικάλυψη δαπέδων = 2.00 [KN/m<sup>2</sup>], Τοίχοι σε δάπεδα = 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]Κινητά σε δάπεδα = 5.00 [KN/m<sup>2</sup>], Κινητά σε σκάλες = 5.00 [KN/m<sup>2</sup>]Κινητά σε Εξώστες = 5.00 [KN/m<sup>2</sup>]Μόνιμα Διέγης : Κοιμηθικά κεραμικά+συνδετικά Ισό βάρος = 1.50 [KN/m<sup>2</sup>]Οροφή = 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]Κινητά Διέγης : Χιόνι = 0.00 [KN/m<sup>2</sup>], Άνεμος = 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]Άνεμος (κατακόρυφα) 0.00xημ<sup>2</sup>(25°) = 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]Ευνοϊκές συνδυασμοί δόσεων (Καν. 1.3) :  $\psi_0=0.60$ ,  $\psi_1=0.60$ ,  $\psi_2=0.30$ 

## ΥΛΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΛΙΑΣ

Τοίχοι : Αιθέρονη Μ2 0.70

Συρόβλητα-Εξώστες : C16/20-S400  $q_u=0.20$  [N/mm<sup>2</sup>,MPa]

## ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Διευθυντική Ζώνη

Κατηγορία : II  $\alpha=0.24\eta$ 

Κατηγορία Εδάφους

T T1=0.20sec T2=0.80sec

Σπουδαίοτητα Κτιρίου

Σ4  $\gamma_I=1.30$ 

## ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΙ ΥΠΟΨΗ

Ευρωπαϊκός 6 : EN 1996-1-1/1995. Σχεδιασμός κατασκευών από τοίχοποιλα.

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωπαϊκού 6

Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Εργων από Συρόβλητα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός,ΕΚΑ 2000 με τις τροποποιήσεις (ΦΕΚ Β 781/18.06.2003).

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Συρόβληματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

Μεθοδολογία επιλύσεως και διαστασιοποίησης.

Η επιλογή του κριτηρίου βασίζεται στο ότι το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες δυνάμεις σε σημειωτικές δυνάμεις, φέρονται από τους τοίχους. Τα υπολογιστικά δελτία επιλύονται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων και η μετακίνηση των κτιρίων φορτία ως προς το επίπεδο των ελαστικών φερμάτων, κατά Marcus.

Οι οριζόντιες δυνάμεις υπολογίζονται με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο κατά ΕΑΚ. Η κατακλιση των ελαστικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται από υπολογισμούς ακριβείς ακαθάρτη των τοίχων μέσω ανάληψης με πεπερασμένα στοιχεία. Οι τοίχοι επιλύονται με πεπερασμένα στοιχεία για τον ακριβή υπολογισμό των ελαστικών μεταβολών τους στα κατακόρυφα φορτία και στα φορτία σε σημειωτικές. Η διαστασιοποίηση των στοιχείων από ημετέρας, πλάκες, δοκούς, υποστηρίγματα, πέδιλα γίνεται βάσει του Ελληνικού Κανονισμού Οδηγίων Κυρφοτήτων, η δε διαστασιοποίηση και έλεγχοι τοίχων βάσει του Ευρωπαϊκού 6.

Τέλος γίνονται έλεγχοι για αντιστάσεις και για αντιστάσεις τοιχοποιίας.

Πλάκες

Η επιλογή και ο υπολογισμός των ελαστικών μεταβολών γίνεται με τη μέθοδο Marcus. Η μέθοδος αυτή, ως γνωστόν, βασίζεται στην επιλογή διαστάσεων-πορτίων των αρμών βέλος με κοινό βέλος καμψίας στο μέσο των πλάκων και κατανομή του φορτίου στην πλάκα. Η κατακλιση των πλάκων γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων και η μετακίνηση των κτιρίων φορτία ως προς το επίπεδο των ελαστικών φερμάτων, κατά Marcus. Η ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων και η μετακίνηση των κτιρίων φορτία ως προς το επίπεδο των ελαστικών φερμάτων, κατά Marcus. Η ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων και η μετακίνηση των κτιρίων φορτία ως προς το επίπεδο των ελαστικών φερμάτων, κατά Marcus.

Δοκοί

Το σύστημα δοκών του κτιρίου επιλύεται σαν ελαστικό δοκώ, στο οποίο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι πεπερασμένα με τις βελτιωμένες ελαστικές επιλύσεις των ελαστικών μεταβολών, με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η διαστασιοποίηση των δοκών γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων και η μετακίνηση των κτιρίων φορτία ως προς το επίπεδο των ελαστικών φερμάτων, κατά Marcus. Η ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων και η μετακίνηση των κτιρίων φορτία ως προς το επίπεδο των ελαστικών φερμάτων, κατά Marcus. Η ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων και η μετακίνηση των κτιρίων φορτία ως προς το επίπεδο των ελαστικών φερμάτων, κατά Marcus.

οι εὐχέλαιοι ἄνθρωποι οὐκ ἀποφύγονται τὴν ἐκείνου ἀποκατάστασιν, ἀλλὰ ἐκ τῆς ἀποκατάστασιν αὐτοῦ ἀποφύγονται τὴν ἐκείνου ἀποκατάστασιν. 18.3.2, 18.3.4).

τις διευθύνσεις x και y (ΕΑΚ 3.3.3[4]). Θεωρείται επίσης ότι το κτίριο δεν έχει  
προεκτάσεις και οι μεγαλύτερες τιμές που δίνουν απόψεις οι σχέσεις (ΕΑΚ 3.5.3 [1]) και  
(ΕΑΚ 3.5.3 [4]).

#### Θεμελίωση

Η θεμελίωση των τοίχων και των υποστυλμάτων βασίζεται στον έλεγχο στοιχείας λόγω  
υπερβαρής φόρτισης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3





Λιθόσφην M2 0.60  
Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 15.60 [KN/m<sup>2</sup> Διευκρίνης Αρμός OXI  
Τύπος τοίχου

Λιθοσφηνά : Αρβεοτάλαια 20X20X25  
Τύπος Λιθοσφηνάτων Ναξευτοί Φυσικοί EN 771-6  
Κατηγορία I Οπδόα 1  
Ευτελές 3-2 ) = 1.15  
Διαστάσεις Λιθοσφηνάτων [mm] 250 x 200 x 200  
Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή Ερ = 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοιλίαι : Τριμεντοκοιλία M10  
Θλιπτική Αντοχή Ερ : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκά 6, 3.6)

Θλιπτική Αντοχή Ερ  $f_k = K \cdot f_d$   $f_d = 4.51$  [N/mm<sup>2</sup>] (K=0.60)

Διατηρητική αντοχή Ερκο = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>]  
Ερκ = 0.50 Ερκο + 0.40 ερ max Ερκο = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000 Ερ) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>]  
Μέτρο Διείλησης G=40 Ερ

Λιθόσφην 0.45  
Πάχος τοίχου : 0.45 [m]  
Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 11.70 [KN/m<sup>2</sup> Διευκρίνης Αρμός OXI

Λιθοσφηνάτων (Ευρωπαϊκά 6, 3.1)

Λιθοσφηνά : Αρβεοτάλαια 20X20X25  
Τύπος Λιθοσφηνάτων Ναξευτοί Φυσικοί EN 771-6  
Κατηγορία I Οπδόα 1  
Ευτελές 3-2 ) = 1.15  
Διαστάσεις Λιθοσφηνάτων [mm] 250 x 200 x 200  
Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή Ερ = 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοιλίαι : Τριμεντοκοιλία M10  
Θλιπτική Αντοχή Ερ : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκά 6, 3.6)

Θλιπτική Αντοχή Ερ  $f_k = K \cdot f_d$   $f_d = 4.51$  [N/mm<sup>2</sup>] (K=0.60)

Διατηρητική αντοχή Ερκο = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>]  
Ερκ = 0.50 Ερκο + 0.40 ερ max Ερκο = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000 Ερ) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>]  
Μέτρο Διείλησης G=40 Ερ

Λιθόσφην 0.55  
Πάχος τοίχου : 0.55 [m]  
Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 14.30 [KN/m<sup>2</sup> Διευκρίνης Αρμός OXI

Λιθοσφηνάτων (Ευρωπαϊκά 6, 3.1)

Λιθοσφηνά : Αρβεοτάλαια 20X20X25  
Τύπος Λιθοσφηνάτων Ναξευτοί Φυσικοί EN 771-6  
Κατηγορία I Οπδόα 1  
Ευτελές 3-2 ) = 1.15  
Διαστάσεις Λιθοσφηνάτων [mm] 250 x 200 x 200  
Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή Ερ = 1.15x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοιλίαι : Τριμεντοκοιλία M10  
Θλιπτική Αντοχή Ερ : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκά 6, 3.6)

Θλιπτική Αντοχή Ερ  $f_k = K \cdot f_d$   $f_d = 4.51$  [N/mm<sup>2</sup>] (K=0.60)

Διατηρητική αντοχή Ερκο = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>]  
Ερκ = 0.50 Ερκο + 0.40 ερ max Ερκο = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000 Ερ) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>]  
Μέτρο Διείλησης G=40 Ερ

Λιθόση 0.75

Πάχος τοίχου : 0.75 [m] Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>] Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 19.50 [KN/m<sup>2</sup>] Διαμήκης Αρμός OXI

Ιδιότητες Λιθοσφάτων (Ευρωπαϊκά 6, 3.1) Λιθοσφάτα : Αρμολοι 20X20X25

Τύπος Λιθοσφάτων Αξονικοί Φυσικοί EN 771-6 Κατηγορία I Ομάδα 1  
Διαστάσεις Λιθοσφάτων [mm] 250 x 200 x 200  
Ενταξιακή 5 (πίνακας 3-2) = 1.15  
Ενταξιακή Ανοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανεγμένη Ελκυστική Ανοχή f<sub>b</sub> = 1.15 x 8.00 = 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
Κοιλότητα : Τριμερικόκοιλότητα M10

Ιδιότητες Κοιλότητας (Ευρωπαϊκά 6, 3.2) Είδος Κοιλότητας Τελικής εφρμογής

Ανοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκά 6, 3.6)

Ελκυστική Ανοχή f<sub>k</sub> = 4.51 [N/mm<sup>2</sup>] (K=0.60)  $f_k = K f_d$   
0.65 0.25

Διατηρητική Ανοχή f<sub>tk</sub> = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>] f<sub>tk</sub> = 0.50 f<sub>tk</sub> + 0.40 σ<sub>b</sub> max f<sub>tk</sub> = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000 f<sub>tk</sub>) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διάτρησης G=40%

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαιρούμενος [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Υπόγειο	T1	Αιθούσιον 0.75	20.95x 3.20x0.75	0.00, 8.77, 0.00
Υπόγειο	T2	Αιθούσιον 0.75	20.95x 3.20x0.75	0.00, 0.38, 0.00
Υπόγειο	T3	Αιθούσιον 0.75	9.20x 3.20x0.75	0.38, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T4	Αιθούσιον 0.75	9.20x 3.20x0.75	20.58, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T5	Αιθούσιον M2 0.60	9.20x 3.20x0.60	4.95, 0.00, 0.00
Υπόγειο	A1	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.25x 0.40x4.42	0.50, 3.28, 0.00
Υπόγειο	A2	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.25x 0.40x4.42	0.50, 5.86, 0.00
Υπόγειο	A3	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.30x 0.45x3.85	4.92, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A4	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.30x 0.45x3.10	8.77, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A5	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.30x 0.45x4.61	11.87, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A6	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.30x 0.45x4.20	16.48, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A7	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.07	6.95, 0.55, 0.00
Υπόγειο	A8	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.50x4.03	6.95, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A9	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.07	8.75, 0.55, 0.00
Υπόγειο	A10	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.03	8.75, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A11	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.07	10.27, 0.55, 0.00
Υπόγειο	A12	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.03	10.27, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A13	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.50x4.07	11.90, 0.55, 0.00
Υπόγειο	A14	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.03	11.90, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A15	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.07	14.15, 0.55, 0.00
Υπόγειο	A16	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.03	14.15, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A17	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.07	16.50, 0.55, 0.00
Υπόγειο	A18	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.03	16.50, 4.62, 0.00
Υπόγειο	A19	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.07	18.52, 0.55, 0.00
Υπόγειο	A20	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.20x 0.40x4.03	18.52, 4.62, 0.00
Υπόγειο	Y1	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.60x 0.60x3.20	8.72, 4.57, 0.00
Υπόγειο	Y2	Ομά. Εξυρ. C16/20	1.00x 0.60x3.20	11.90, 4.65, 0.00
Υπόγειο	Y3	Ομά. Εξυρ. C16/20	0.60x 0.60x3.20	16.50, 4.67, 0.00
Ισόγειο	T6	Αιθούσιον 0.55	20.95x 4.75x0.55	0.00, 8.93, 0.00
Ισόγειο	T7	Αιθούσιον 0.55	20.95x 4.75x0.55	0.00, 0.28, 0.00
Ισόγειο	T8	Αιθούσιον 0.55	9.20x 4.75x0.55	0.28, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T9	Αιθούσιον 0.55	9.20x 4.75x0.55	20.67, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T10	Αιθούσιον 0.45	6.70x 4.75x0.45	4.96, 0.00, 0.00

Όροφος	Πάχος	πάχος [cm]	10. βάρ [cm]	Φορτία [KN/m²]		Εμβαδό [m²]	Ly/Lx	Είδος ζυγί.	κx	κy	Περιβαλλοντ. στοιχεία
				ενικά	κλιματ.						
Υπόγειο	Π1	15	3.75	2.00	5.00	13.36	0.64	<input type="checkbox"/>	0.14	0.86	Δ2-Τ5ΑΒΒΒ-Τ1ΒΑΑ-Τ3ΑΒΒΒ
Υπόγειο	Π2	15	3.75	2.00	5.00	11.80	0.56	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ1-Τ5ΑΒΑΒ-Τ5ΑΒΒΑ-Δ2-Τ3ΑΒΒΑ
Υπόγειο	Π3	15	3.75	2.00	5.00	13.27	0.63	<input type="checkbox"/>	0.14	0.86	Τ3ΑΒΑ-Τ2ΒΑΑ-Τ5ΑΒΑΑ-Δ1
Υπόγειο	Π4	15	3.75	2.00	5.00	8.31	2.08	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Τ5ΑΒΒΑ-Δ3ΑΑ-Δ8-Τ1ΒΑΒ-Τ5ΑΒΒΒ
Υπόγειο	Π5	15	3.75	2.00	5.00	7.46	2.34	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ10Β-Τ1ΒΒΑΑ-Δ8-Δ3ΑΒ
Υπόγειο	Π6	15	3.75	2.00	5.00	6.42	2.72	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ4Α-Δ12-Τ1ΒΒΑΒ-Δ10Β
Υπόγειο	Π7	15	3.75	2.00	5.00	6.75	2.54	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ14Β-Τ1ΒΒΒΑΑ-Δ12-Δ4Β
Υπόγειο	Π8	15	3.75	2.00	5.00	9.31	1.84	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ5Α-Δ16-Τ1ΒΒΒΑΒ-Δ14Β
Υπόγειο	Π9	15	3.75	2.00	5.00	9.71	1.76	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ18-Τ1ΒΒΒΒΑ-Δ16-Δ5Β
Υπόγειο	Π10	15	3.75	2.00	5.00	8.34	2.04	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ6Α-Δ20Β-Τ1ΒΒΒΒΑ-Δ18
Υπόγειο	Π11	15	3.75	2.00	5.00	8.54	2.02	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ20Β-Δ6Β-Τ4ΑΒΒ-Τ1ΒΒΒΒΒ
Υπόγειο	Π12	15	3.75	2.00	5.00	8.49	2.12	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Τ5ΑΒΒΑΑ-Τ2ΒΑΒ-Δ7-Δ3ΑΑ-Τ5ΑΒΑΒ
Υπόγειο	Π13	15	3.75	2.00	5.00	7.53	2.36	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ3ΑΒ-Δ7-Τ2ΒΒΑΑ-Δ9Α
Υπόγειο	Π14	15	3.75	2.00	5.00	6.48	2.75	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ9Α-Τ2ΒΒΑΒ-Δ11-Δ4Α
Υπόγειο	Π15	15	3.75	2.00	5.00	6.94	2.61	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ4Β-Δ11-Τ2ΒΒΒΑ-Δ13
Υπόγειο	Π16	15	3.75	2.00	5.00	9.59	1.89	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ13-Τ2ΒΒΒΒΑ-Δ15-Δ5Α
Υπόγειο	Π17	15	3.75	2.00	5.00	10.03	1.82	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ5Β-Δ15-Τ2ΒΒΒΒΒΑ-Δ17
Υπόγειο	Π18	15	3.75	2.00	5.00	8.63	2.11	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ17-Τ2ΒΒΒΒΒΒΑ-Δ19-Δ6Α
Υπόγειο	Π19	15	3.75	2.00	5.00	8.72	2.07	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Τ2ΒΒΒΒΒΒΒ-Τ4ΑΒΑ-Δ6Β-Δ19

## Στατική Επιλύση Πάκων (Εξήν. Κανον. Εργον. Ευρωκ. 9.1.3 και 18.1.4).

Πάκας με λόγο πλάτους μετώπου 0.5 και 2, επιλύονται ως τριεπίπεδες δάλως ως αμφιέριτες.

Η επιλύση Πάκων βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης (Matus).

Τα μόνια και κινιτά φορτία καταμερίζονται στις δύο διευθύνσεις βάσει των συντελεστών κατανομής

κ και κ<sub>Υ</sub>, και κάθε διεύθυνση επιβέβαια χωρίζεται σε δύο μόνια ανοιγμένα Πάκων.

Αν το φορτίο ταρταρείται σε μία διεύθυνση είναι <10% του φορτίου της Πάκας, η Πάκας επιλύεται

ως απλές τριεπίπεδες. Μετάση των ανοιγμένων λόγων συστολής δεν γίνεται.

Οι συνθήκες στήριξης και η συνέχευα λωρίδων συντελεστών υπολογισμός

των στήριξης που προκύπτουν από επιλύση συνεχών δόκων ισοδυνάμων ανοιγμάτων (Κανον. 18.1.4).

Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι διευθετήσεις σε κάθε περίπτωση.

Οι ελκυστικές ποτεές στήριξης μάλιστα προκύπτουν Χρησιμοποώντας τους διευθετικούς

συντελεστές και θέση κινιτών φορτίων σε ισοδύναμη συνεχή δόκο με την λωρίδα της Πάκας.

Οι μέγιστες ποτεές στήριξης μάλιστα προκύπτουν αντίστοιχα Χρησιμοποώντας τους

μικρότερους συντελεστές ποτεές στήριξης και συνδυασμό κινιτών που δίνει ευμενέστερες ποτεές στήριξης.

Οι ποτεές στήριξης μεθόδους κατά 20% με ανακατανομή (επιτρέπεται από κανονισμό 9.1.3.2).

Η μέγιστη ποτή ανοιγματος, προκύπτει από τις μικρότερες σε απόλυτο τιμή (maxMsdot) ποτεές

στήριξης και φόρτιση με 1.35g+1.50 g. στο άνοιγμα. Τα μεταφερόμενα στους δόκους

φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινιτά στις Πάκας εκτρέφει της δόκου.

Στις περιπτώσεις διερετώων Πάκων στους δόκους που δεν παρβουν φορτία θεωρείται ελκυστικό

φορτίο από Πάκας το με qL/4 όπου q φορτίο της Πάκας και L το άνοιγμα της δόκου.

Ο παρβάνω τριώνος επιλύσης έχει σαν αποτέλεσμα να προκύπτουν τα διευθετώα Πάκων

μελέτη για τον υπολογισμό των ανοιγμάτων των Πάκων, και των φορτίων επί των δόκων.

**Υπολογισμός ανοιγμάτων (οριζική κατάσταση στοίχισης Εξήν. Κανον. Εργον. Ευρωκ. 10.1, 10.4.**

Στους υπολογισμούς εκτός των υπολογισμών ανοιγμάτων, γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται για

Ο έλεγχος βέλων παρβάνειται από σήφωνα με Κανον 16.2 ικανοποιείται η λωρηδότητα.

Ελκυστική επικάλυψη ανοιγμών Πάκων λαμβάνεται 20mm>15mm (Κανον 5.1).

## Υπόγειο

## Πάκας: Π1



Ly/Lx= 0.64, C16/20-S400, h= 15 cm

φορτία: μόνιο g= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινιτό q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x



Lx= 4.57m, φορτία: gx= 0.14x 5.75= 0.82, qx= 0.14x 5.00= 0.71 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελκυστική ποτή στήριξης μάλιστα=-0.80x(0.107x1.35x 0.82+0.121x1.50x 0.71)x 4.57= -4.14 [kNm/m]

Μέγιστη ποτή στήριξης μάλιστα=-0.80x(0.107x1.35x 0.82+0.054x1.50x 0.71)x 4.57= -2.95 [kNm/m]

Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 0.82+1.50x 0.71 προκύπτουν μέγιστη ποτή ανοιγματος και αντίστοιχες.

Μέγιστη ποτή ανοιγματος Msdov= 4.30 [kNm/m] (V= 2.17x 4.57/2- 2.95/ 4.57= 4.32, M=0.5x 4.32/ 2.17= 4.30)

φορτία σε δόκους μόνια gA= 1.55 [kN/m], gB= 2.20 [kN/m]

φορτία σε δόκους κινιτά qA= 1.48 [kN/m], qB= 1.76 [kN/m]

ανοιγμός άνοιγμα: Msd= -4.14kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 6.39, ξ=0.06, ec/es=1.2/20.0, Ks=2.93, As= 0.93cm<sup>2</sup>

Διεύθυνση y-y



Ly= 2.92m, φορτία: gy= 0.86x 5.75= 4.93, qy= 0.86x 5.00= 4.29 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελκυστική ποτή στήριξης μάλιστα=-0.80x(0.100x1.35x 4.93+0.117x1.50x 4.29)x 2.92= -9.68 [kNm/m]

Μέγιστη ποτή στήριξης μάλιστα=-0.80x(0.100x1.35x 4.93+0.050x1.50x 4.29)x 2.92= -6.73 [kNm/m]

Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 4.93+1.50x 4.29 προκύπτουν μέγιστη ποτή ανοιγματος και αντίστοιχες.

Μέγιστη ποτή ανοιγματος Msdov= 10.79 [kNm/m] (V=13.09x 2.92/2- 6.73/ 2.92=16.81, M=0.5x16.81/ 13.09=10.79)

φορτία σε δόκους μόνια gA= 8.35 [kN/m], gB= 6.05 [kN/m]

φορτία σε δόκους κινιτά qA= 6.76 [kN/m], qB= 5.76 [kN/m]

ανοιγμός άνοιγμα: Msd= -9.68kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.18, ξ=0.10, ec/es=2.1/20.0, Ks=2.98, As= 2.22cm<sup>2</sup>

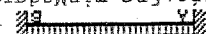
ανοιγμός άνοιγμα: Msd= 10.79kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.96, ξ=0.10, ec/es=2.3/20.0, Ks=2.99, As= 2.48cm<sup>2</sup>

λωρηδότητα (αL/d) 0.8x 2.92/0.130= 18<30 (ελκυστικός ανοιγμός minAsx=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)

Ανοιγμός άνοιγματος x-x: #8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y: #8/20 ( 2.50cm<sup>2</sup>/m) (κάτω στήριξη y-y)

Ανοιγμός στήριξης: K-Zt: #8/20 ( 2.50) Δ-Zt: #8/20 ( 2.51)

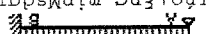
Υπόγειο Πάσσα: Π2

L<sub>y</sub>/L<sub>x</sub> = 0.56, C16/20-S400, h = 15 cmΦορτία: ηόβητο q = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση Y-Y  L<sub>x</sub> = 2.58m, φορτία: q<sub>y</sub> = 1.00x 5.75 = 5.75, q<sub>x</sub> = 1.00x 5.00 = 5.00 [kN/m<sup>2</sup>]Ελάχιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, min} = 0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.117 \times 1.50 \times 5.00) \times 2.58 = -8.81$  [kNm/m]Μέγιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, max} = 0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 5.75 + 0.050 \times 1.50 \times 5.00) \times 2.58 = -6.13$  [kNm/m]

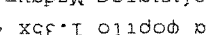
Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα οπλισμού και αντίστροφα:

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, max} = 6.57$  [kNm/m] (V = 15.26x 2.58/2 = 19.69, M = 15.26x 2.58<sup>2</sup>/8 = 6.13 = 6.57)Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, ηόβητα q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>= 5.75x 2.58/2 = 7.42 [kN/m]Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>= 5.00x 2.58/2 = 6.45 [kN/m]Ανυψομένη (αλ/δ) 0.6x 2.58/0.130 = 12<30 (ελάχιστος οπλισμός minAs<sub>x</sub>=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAs<sub>y</sub>=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμοί αοιγματος x-x:  $\phi 8/25$  (2.00cm<sup>2</sup>/m), y-y:  $\phi 8/20$  (2.51cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οπλισμός Y-Y)Οπλισμοί οπρίξεων: K-Δ:  $\phi 8/20$  (2.50), Δ-Δ:  $\phi 8/20$  (2.51) Π-Δ:  $\phi 8/20$  (2.50)

Υπόγειο Πάσσα: Π3

L<sub>y</sub>/L<sub>x</sub> = 0.63, C16/20-S400, h = 15 cmΦορτία: ηόβητο q = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση X-X  L<sub>x</sub> = 4.57m, φορτία: q<sub>x</sub> = 0.14x 5.75 = 0.80, q<sub>y</sub> = 0.14x 5.00 = 0.70 [kN/m<sup>2</sup>]Ελάχιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, min} = 0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 0.80 + 0.121 \times 1.50 \times 0.70) \times 4.57 = -4.06$  [kNm/m]Μέγιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, max} = 0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 0.80 + 0.054 \times 1.50 \times 0.70) \times 4.57 = -2.88$  [kNm/m]

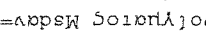
Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 0.80+1.50x 0.70 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα οπλισμού και αντίστροφα:

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, max} = 4.22$  [kNm/m] (V = 2.13x 4.57/2 = 2.88/4.57 = 4.24, M = 0.5x 4.24<sup>2</sup>/2.13 = 4.22)Φορτία σε δοκούς ηόβητα q<sub>A</sub> = 1.52 [kN/m], q<sub>B</sub> = 2.14 [kN/m]Φορτία σε δοκούς κινητά q<sub>A</sub> = 1.46 [kN/m], q<sub>B</sub> = 1.74 [kN/m]Οπλισμοί αοιγματος: Msd = -4.06kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 6.45,  $\xi = 0.06$ , ec/es = 1.2/20.0, Ks = 2.93, As = 0.92cm<sup>2</sup>Οπλισμοί αοιγματος: Msd = 4.22kNm/m, d = 12.0cm, Kd = 5.84,  $\xi = 0.06$ , ec/es = 1.4/20.0, Ks = 2.94, As = 1.04cm<sup>2</sup>Διεύθυνση Y-Y  L<sub>y</sub> = 2.90m, φορτία: q<sub>y</sub> = 0.86x 5.75 = 4.95, q<sub>x</sub> = 0.86x 5.00 = 4.30 [kN/m<sup>2</sup>]Ελάχιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, min} = 0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 4.95 + 0.117 \times 1.50 \times 4.30) \times 2.90 = -9.57$  [kNm/m]Μέγιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, max} = 0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 4.95 + 0.050 \times 1.50 \times 4.30) \times 2.90 = -6.67$  [kNm/m]

Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 4.95+1.50x 4.30 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα οπλισμού και αντίστροφα:

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, max} = 10.67$  [kNm/m] (V = 13.13x 2.90/2 = 6.67/2.90 = 16.74, M = 0.5x 16.74<sup>2</sup>/13.13 = 10.67)Φορτία σε δοκούς ηόβητα q<sub>A</sub> = 6.03 [kN/m], q<sub>B</sub> = 8.33 [kN/m]Φορτία σε δοκούς κινητά q<sub>A</sub> = 5.74 [kN/m], q<sub>B</sub> = 6.73 [kN/m]Οπλισμοί αοιγματος: Msd = -9.57kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 4.20,  $\xi = 0.09$ , ec/es = 2.1/20.0, Ks = 2.98, As = 2.20cm<sup>2</sup>Οπλισμοί αοιγματος: Msd = 10.67kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 3.98,  $\xi = 0.10$ , ec/es = 2.3/20.0, Ks = 2.99, As = 2.46cm<sup>2</sup>Οπλισμοί οπρίξεων: Δ-Δ:  $\phi 8/20$  (2.51) Π-Δ:  $\phi 8/20$  (2.50)Οπλισμοί αοιγματος x-x:  $\phi 8/20$  (2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y:  $\phi 8/20$  (2.50cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οπλισμός Y-Y)


Υπόγειο Πάσσα: Π4


L<sub>y</sub>/L<sub>x</sub> = 2.08, C16/20-S400, h = 15 cmΦορτία: ηόβητο q = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση X-X  L<sub>x</sub> = 2.00m, φορτία: q<sub>x</sub> = 1.00x 5.75 = 5.75, q<sub>y</sub> = 1.00x 5.00 = 5.00 [kN/m<sup>2</sup>]Ελάχιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, min} = 0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.121 \times 1.50 \times 5.00) \times 2.00 = -5.56$  [kNm/m]Μέγιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, max} = 0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.75 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 2.00 = -3.95$  [kNm/m]


Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα οπλισμού και αντίστροφα:


Μέγιστη ποσότητα οπλισμού:  $\sigma_{s, max} = 3.68$  [kNm/m] (V = 15.26x 2.00/2 = 15.26, M = 15.26x 2.00<sup>2</sup>/8 = 3.95 = 3.68)Φορτία σε δοκούς ηόβητα q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>= 5.75x 2.00/2 = 5.75 [kN/m]Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά q<sub>A</sub>=q<sub>B</sub>= 5.00x 2.00/2 = 5.00 [kN/m]Οπλισμοί αοιγματος: Msd = -5.56kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 5.51,  $\xi = 0.07$ , ec/es = 1.5/20.0, Ks = 2.95, As = 1.26cm<sup>2</sup>Οπλισμοί αοιγματος: Msd = 3.68kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 6.78,  $\xi = 0.05$ , ec/es = 1.1/20.0, Ks = 2.93, As = 0.83cm<sup>2</sup>




**Yngvælo** **Π12** **Πάσσα:** **Π12** **Πάσσα:** **Π12**  
 Διεύθυνση x-x  Lx= 2.00m, φορτία: gx= 1.00x 5.75= 5.75, qx= 1.00x 5.00= 5.00 [kN/m²]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00) x 2.00= -5.56 [kNm/m]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00) x 2.00= -3.95 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποτή ανοίγματος και αντίρροποις  
 Μέγιστη ποτή ανοίγματος Msdav= 3.68 [kNm/m] (V=15.26x 2.00/2=15.26x 2.00²/8- 3.95= 3.68)  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, πόνητα gA=gB= 5.75x 2.00/2= 5.75 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, κινητά gA=gB= 5.00x 2.00/2= 5.00 [kN/m]  
 ονίγματος στήριξη: Msd= -5.56kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.51, ξ=0.07, ec/es=1.5/20.0, Ks=2.95, As= 1.26cm²  
 ονίγματος άνοιγμα: Msd= 3.68kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 6.78, ξ=0.05, ec/es=1.1/20.0, Ks=2.93, As= 0.83cm²

**Yngvælo** **Π11** **Πάσσα:** **Π11** **Πάσσα:** **Π11**  
 Διεύθυνση x-x  Lx= 2.06m, φορτία: gx= 1.00x 5.75= 5.75, qx= 1.00x 5.00= 5.00 [kN/m²]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00) x 2.06= -5.87 [kNm/m]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00) x 2.06= -4.17 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποτή ανοίγματος και αντίρροποις  
 Μέγιστη ποτή ανοίγματος Msdav= 6.10 [kNm/m] (V=15.26x 2.06/2- 4.17/ 2.06=13.65x13.65²/15.26= 6.10)  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, πόνητα gA=gB= 6.92 [kN/m], gB= 4.90 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, κινητά gA= 5.58 [kN/m], gB= 4.69 [kN/m]  
 ονίγματος στήριξη: Msd= -5.87kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.36, ξ=0.07, ec/es=1.5/20.0, Ks=2.95, As= 1.33cm²  
 ονίγματος άνοιγμα: Msd= 6.10kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.26, ξ=0.07, ec/es=1.5/20.0, Ks=2.95, As= 1.39cm²  
 Διεύθυνση x-x (α/d) 0.8x 2.06/0.130= 13<30 (εγκύλιση ονίγματος minAsx=2.0cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)  
 ονίγματος στήριξης x-x: ξ=8/20 ( 2.51cm²/m ), γ-γ: ξ=8/25 ( 2.00cm²/m ) (κάτω στήριξη x-x)  
 ονίγματος στήριξης: A-Et: ξ=8/20 ( 2.51 ) K-Et: ξ=0/0 ( 0.00 ) A-Et: ξ=8/20 ( 2.51 )

**Yngvælo** **Π10** **Πάσσα:** **Π10** **Πάσσα:** **Π10**  
 Διεύθυνση x-x  Lx= 2.02m, φορτία: gx= 1.00x 5.75= 5.75, qx= 1.00x 5.00= 5.00 [kN/m²]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00) x 2.02= -5.67 [kNm/m]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00) x 2.02= -4.03 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποτή ανοίγματος και αντίρροποις  
 Μέγιστη ποτή ανοίγματος Msdav= 3.75 [kNm/m] (V=15.26x 2.02/2=15.26x 2.02²/8- 4.03= 3.75)  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, πόνητα gA=gB= 5.75x 2.02/2= 5.81 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, κινητά gA=gB= 5.00x 2.02/2= 5.05 [kN/m]  
 ονίγματος στήριξη: Msd= -5.67kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.46, ξ=0.07, ec/es=1.5/20.0, Ks=2.95, As= 1.29cm²  
 ονίγματος άνοιγμα: Msd= 3.75kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 6.71, ξ=0.05, ec/es=1.1/20.0, Ks=2.93, As= 0.85cm²  
 Διεύθυνση x-x (α/d) 0.6x 2.02/0.130= 9<30 (εγκύλιση ονίγματος minAsx=2.0cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)  
 ονίγματος στήριξης x-x: ξ=8/20 ( 2.51cm²/m ), γ-γ: ξ=8/25 ( 2.00cm²/m ) (κάτω στήριξη x-x)  
 ονίγματος στήριξης: A-Et: ξ=8/20 ( 2.51 ) K-Et: ξ=0/0 ( 0.00 ) A-Et: ξ=8/20 ( 2.51 )

**Yngvælo** **Π9** **Πάσσα:** **Π9** **Πάσσα:** **Π9**  
 Διεύθυνση x-x  Lx= 2.35m, φορτία: gx= 1.00x 5.75= 5.75, qx= 1.00x 5.00= 5.00 [kN/m²]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00) x 2.35= -7.68 [kNm/m]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00) x 2.35= -5.46 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποτή ανοίγματος και αντίρροποις  
 Μέγιστη ποτή ανοίγματος Msdav= 5.08 [kNm/m] (V=15.26x 2.35/2=17.93x17.93²/8- 5.46= 5.08)  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, πόνητα gA=gB= 5.75x 2.35/2= 6.76 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, κινητά gA=gB= 5.00x 2.35/2= 5.88 [kN/m]  
 ονίγματος στήριξη: Msd= -7.68kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.69, ξ=0.08, ec/es=1.8/20.0, Ks=2.96, As= 1.75cm²  
 ονίγματος άνοιγμα: Msd= 5.08kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.77, ξ=0.06, ec/es=1.4/20.0, Ks=2.94, As= 1.15cm²  
 Διεύθυνση x-x (α/d) 0.6x 2.35/0.130= 11<30 (εγκύλιση ονίγματος minAsx=2.0cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)  
 ονίγματος στήριξης x-x: ξ=8/20 ( 2.51cm²/m ), γ-γ: ξ=8/25 ( 2.00cm²/m ) (κάτω στήριξη x-x)  
 ονίγματος στήριξης: A-Et: ξ=8/20 ( 2.51 ) K-Et: ξ=0/0 ( 0.00 ) A-Et: ξ=8/20 ( 2.51 )

**Yngvælo** **Π8** **Πάσσα:** **Π8** **Πάσσα:** **Π8**  
 Διεύθυνση x-x  Lx= 1.76m, φορτία: gx= 1.00x 5.75= 5.75, qx= 1.00x 5.00= 5.00 [kN/m²]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00) x 2.35= -7.68 [kNm/m]  
 Εγκύλιση ποτή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00) x 2.35= -5.46 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποτή ανοίγματος και αντίρροποις  
 Μέγιστη ποτή ανοίγματος Msdav= 5.08 [kNm/m] (V=15.26x 2.35/2=17.93x17.93²/8- 5.46= 5.08)  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, πόνητα gA=gB= 5.75x 2.35/2= 6.76 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκοίς ή τοίχους, κινητά gA=gB= 5.00x 2.35/2= 5.88 [kN/m]  
 ονίγματος στήριξη: Msd= -7.68kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.69, ξ=0.08, ec/es=1.8/20.0, Ks=2.96, As= 1.75cm²  
 ονίγματος άνοιγμα: Msd= 5.08kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.77, ξ=0.06, ec/es=1.4/20.0, Ks=2.94, As= 1.15cm²  
 Διεύθυνση x-x (α/d) 0.6x 2.35/0.130= 11<30 (εγκύλιση ονίγματος minAsx=2.0cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)  
 ονίγματος στήριξης x-x: ξ=8/20 ( 2.51cm²/m ), γ-γ: ξ=8/25 ( 2.00cm²/m ) (κάτω στήριξη x-x)  
 ονίγματος στήριξης: A-Et: ξ=8/20 ( 2.51 ) K-Et: ξ=0/0 ( 0.00 ) A-Et: ξ=8/20 ( 2.51 )



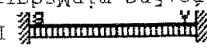
Λύση προβλήματος (α/δ) 0.6x 2.00/0.130 = 9<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)

Οπλισμοί σιρόφι: Α-Β: φ8/20 ( 2.51 ) Π-Ε: φ0/0 ( 0.00 )

Υπόγειο

Πάκα: Π13

Ly/Lx = 2.36, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτία: μόνιμο g = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x  Lx = 1.79m, φορτία: γx = 1.00x 5.75 = 5.75, γy = 1.00x 5.00 = 5.00 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελάχιστοι οπλισμοί minAsd = -0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 1.79 = -4.43 [kN/m]

Μέγιστοι οπλισμοί maxAsd = -0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 1.79 = -3.15 [kN/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστοι οπλισμοί αναγκαίοι και αντιδράσεις.

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού Msd = 2.93 [kN/m] (V = 15.26x 1.79/2 = 13.62, M = 15.26x 1.79<sup>2</sup>/8 = 3.15 = 2.93)

Φορτία σε δοκό ή τοίχο, μόνιμα gA = gB = 5.75x 1.79/2 = 5.13 [kN/m]

Φορτία σε δοκό ή τοίχο, κινητά qA = qB = 5.00x 1.79/2 = 4.46 [kN/m]

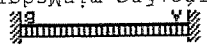
Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)Λύση προβλήματος (α/δ) 0.6x 1.79/0.130 = 8<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)

Οπλισμοί σιρόφι: Α-Β: φ8/20 ( 2.51 ) Π-Ε: φ0/0 ( 0.00 )

Υπόγειο

Πάκα: Π14

Ly/Lx = 2.75, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτία: μόνιμο g = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x  Lx = 1.54m, φορτία: γx = 1.00x 5.75 = 5.75, γy = 1.00x 5.00 = 5.00 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελάχιστοι οπλισμοί minAsd = -0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 1.54 = -3.28 [kN/m]

Μέγιστοι οπλισμοί maxAsd = -0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 1.54 = -2.33 [kN/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστοι οπλισμοί αναγκαίοι και αντιδράσεις.

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού Msd = 2.17 [kN/m] (V = 15.26x 1.54/2 = 11.72, M = 15.26x 1.54<sup>2</sup>/8 = 2.33 = 2.17)

Φορτία σε δοκό ή τοίχο, μόνιμα gA = gB = 5.75x 1.54/2 = 4.41 [kN/m]

Φορτία σε δοκό ή τοίχο, κινητά qA = qB = 5.00x 1.54/2 = 3.84 [kN/m]

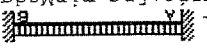
Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)Λύση προβλήματος (α/δ) 0.6x 1.54/0.130 = 7<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)

Οπλισμοί σιρόφι: Α-Β: φ8/20 ( 2.51 ) Π-Ε: φ0/0 ( 0.00 )

Υπόγειο

Πάκα: Π15

Ly/Lx = 2.61, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτία: μόνιμο g = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x  Lx = 1.63m, φορτία: γx = 1.00x 5.75 = 5.75, γy = 1.00x 5.00 = 5.00 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελάχιστοι οπλισμοί minAsd = -0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 1.63 = -3.69 [kN/m]

Μέγιστοι οπλισμοί maxAsd = -0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 1.63 = -2.63 [kN/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστοι οπλισμοί αναγκαίοι και αντιδράσεις.

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού Msd = 2.44 [kN/m] (V = 15.26x 1.63/2 = 12.44, M = 15.26x 1.63<sup>2</sup>/8 = 2.44)

Φορτία σε δοκό ή τοίχο, μόνιμα gA = gB = 5.75x 1.63/2 = 4.69 [kN/m]

Φορτία σε δοκό ή τοίχο, κινητά qA = qB = 5.00x 1.63/2 = 4.08 [kN/m]


Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)Λύση προβλήματος (α/δ) 0.6x 1.63/0.130 = 8<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)

Οπλισμοί σιρόφι: Α-Β: φ8/20 ( 2.51 ) Π-Ε: φ0/0 ( 0.00 )

Υπόγειο

Πάκα: Π16

Ly/Lx = 1.89, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτία: μόνιμο g = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x  Lx = 2.25m, φορτία: γx = 1.00x 5.75 = 5.75, γy = 1.00x 5.00 = 5.00 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελάχιστοι οπλισμοί minAsd = -0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 2.25 = -7.04 [kN/m]

Μέγιστοι οπλισμοί maxAsd = -0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 2.25 = -5.00 [kN/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστοι οπλισμοί αναγκαίοι και αντιδράσεις.

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού Msd = 4.65 [kN/m] (V = 15.26x 2.25/2 = 17.17, M = 15.26x 2.25<sup>2</sup>/8 = 5.00 = 4.65)

Φορτία σε δοκό ή τοίχο, μόνιμα gA = gB = 5.75x 2.25/2 = 6.47 [kN/m]

Φορτία σε δοκό ή τοίχο, κινητά qA = qB = 5.00x 2.25/2 = 5.63 [kN/m]

Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)Οπλισμοί αναγκαίοι x-x: φ8/20 ( 2.51cm<sup>2</sup>/m ), γ-γ: φ8/25 ( 2.00cm<sup>2</sup>/m ) (κάτω σιρόφι x-x)

Ανάλυση στοιχείων (αλ/δ) 0.6x 2.25/0.130 = 10<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμός ανωλύματος x-x: φ8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/25 (2.00cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οπλισμός x-x)

Οπλισμός στρίψων: Α-Ετ: φ8/20 (2.51) Π-Ετ: φ0/0 (0.00)

Υπόγειο

Πλάκα: Π17



Ly/Lx = 1.82, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτίς: μόνιμο q = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x

Ελάχιστη ποσότητα οπλισμού minAsd=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 2.35= -7.68 [kNm/m]

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού maxAsd=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 2.35= -5.46 [kNm/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανωλύματος και αντιστοίχως

Μέγιστη ποσότητα ανωλύματος Msd= 5.08 [kNm/m] (V=15.26x 2.35/2=17.93, M=15.26x 2.35/8-5.46= 5.08)

Φορτίς σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα qA=qB= 5.75x 2.35/2= 6.76 [kN/m]

Φορτίς σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA=qB= 5.00x 2.35/2= 5.88 [kN/m]

Οπλισμός στρίψων: Msd= -7.68 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.69, ξ=0.08, ec/es=1.8/20.0, Ks=2.96, As= 1.75cm<sup>2</sup>Οπλισμός ανωλύματος: Msd= 5.08 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.77, ξ=0.06, ec/es=1.4/20.0, Ks=2.94, As= 1.15cm<sup>2</sup>Ανάλυση στοιχείων (αλ/δ) 0.6x 2.35/0.130 = 11<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμός ανωλύματος x-x: φ8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/25 (2.00cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οπλισμός x-x)

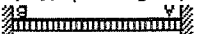
Οπλισμός στρίψων: Α-Ετ: φ8/20 (2.51) Π-Ετ: φ0/0 (0.00)

Υπόγειο

Πλάκα: Π18



Ly/Lx = 2.11, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτίς: μόνιμο q = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x

Ελάχιστη ποσότητα οπλισμού minAsd=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 2.02= -5.67 [kNm/m]

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού maxAsd=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 2.02= -4.03 [kNm/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανωλύματος και αντιστοίχως

Μέγιστη ποσότητα ανωλύματος Msd= 3.75 [kNm/m] (V=15.26x 2.02/2=15.42, M=15.26x 2.02/8-4.03= 3.75)

Φορτίς σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα qA=qB= 5.75x 2.02/2= 5.81 [kN/m]

Φορτίς σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA=qB= 5.00x 2.02/2= 5.05 [kN/m]

Οπλισμός στρίψων: Msd= -5.67 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.46, ξ=0.07, ec/es=1.5/20.0, Ks=2.95, As= 1.29cm<sup>2</sup>Οπλισμός ανωλύματος: Msd= 3.75 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 6.71, ξ=0.05, ec/es=1.1/20.0, Ks=2.93, As= 0.85cm<sup>2</sup>Ανάλυση στοιχείων (αλ/δ) 0.6x 2.02/0.130 = 9<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμός ανωλύματος x-x: φ8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/25 (2.00cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οπλισμός x-x)

Οπλισμός στρίψων: Α-Ετ: φ8/20 (2.51) Π-Ετ: φ0/0 (0.00)

Υπόγειο

Πλάκα: Π19



Ly/Lx = 2.07, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτίς: μόνιμο q = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x

Ελάχιστη ποσότητα οπλισμού minAsd=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00)x 2.06= -5.87 [kNm/m]

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού maxAsd=0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00)x 2.06= -4.17 [kNm/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανωλύματος και αντιστοίχως

Μέγιστη ποσότητα ανωλύματος Msd= 6.10 [kNm/m] (V=15.26x 2.06/2-4.17/2.06=13.65, M=0.5x13.65/15.26= 6.10)

Φορτίς σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα qA= 6.92 [kN/m], qB= 4.90 [kN/m]

Φορτίς σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA= 5.58 [kN/m], qB= 4.69 [kN/m]

Οπλισμός στρίψων: Msd= -5.87 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.36, ξ=0.07, ec/es=1.5/20.0, Ks=2.95, As= 1.33cm<sup>2</sup>Οπλισμός ανωλύματος: Msd= 6.10 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.26, ξ=0.07, ec/es=1.5/20.0, Ks=2.95, As= 1.39cm<sup>2</sup>Ανάλυση στοιχείων (αλ/δ) 0.8x 2.06/0.130 = 13<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμός ανωλύματος x-x: φ8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/25 (2.00cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οπλισμός x-x)

Οπλισμός στρίψων: Α-Ετ: φ8/20 (2.51) Π-Ετ: φ0/0 (0.00)

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Πάκας εκατέπεζ	Πάκας υψος	cm υψος	cm Μήκος	10.βάρ τοίχος	nov. na povipa	κivητά	φορτία [KN/m]
Υπόγειο	A1	A1	Π2-Π3	25	40	4.57	1.6	0.0	15.7	17.3
Υπόγειο	A10B	A10	Π5-Π6	20	40	4.21	1.3	0.0	9.5	10.8
Υπόγειο	A11	A11	Π4-Π5	20	40	4.24	1.3	0.0	9.1	10.4
Υπόγειο	A12	A12	Π6-Π7	20	40	4.15	1.3	0.0	9.1	10.4
Υπόγειο	A13	A13	Π5-Π6	20	50	4.28	1.8	0.0	11.2	12.9
Υπόγειο	A14B	A14	Π7-Π8	20	40	4.12	1.3	0.0	11.2	12.4
Υπόγειο	A15	A15	Π6-Π7	20	40	4.24	1.3	0.0	13.2	14.5
Υπόγειο	A16	A16	Π8-Π9	20	40	4.15	1.3	0.0	13.2	14.5
Υπόγειο	A17	A17	Π7-Π8	20	40	4.30	1.3	0.0	12.6	13.8
Υπόγειο	A18	A18	Π9-Π10	20	40	4.10	1.3	0.0	12.6	13.8
Υπόγειο	A19	A19	Π8-Π9	20	40	4.25	1.3	0.0	12.7	14.0
Υπόγειο	A2	A2	Π1-Π2	25	40	4.57	1.6	0.0	15.8	17.3
Υπόγειο	A20B	A20	Π10-Π11	20	40	4.15	1.3	0.0	12.7	14.0
Υπόγειο	A3AA	A3	Π4-Π5	30	45	2.00	2.3	0.0	5.8	8.0
Υπόγειο	A3AB	A3	Π5-Π6	30	45	1.77	2.3	0.0	5.1	7.4
Υπόγειο	A4A	A4	Π6-Π7	30	45	1.55	2.3	0.0	4.4	6.7
Υπόγειο	A4B	A4	Π7-Π8	30	45	1.63	2.3	0.0	4.7	6.9
Υπόγειο	A5A	A5	Π8-Π9	30	45	2.25	2.3	0.0	6.5	8.7
Υπόγειο	A5B	A5	Π9-Π10	30	45	2.35	2.3	0.0	6.8	9.0
Υπόγειο	A6A	A6	Π10-Π11	30	45	2.02	2.3	0.0	5.8	8.1
Υπόγειο	A6B	A6	Π11-Π12	30	45	2.06	2.3	0.0	5.9	8.2
Υπόγειο	A7	A7	Π12-Π13	20	40	4.24	1.3	0.0	10.9	12.1
Υπόγειο	A8	A8	Π4-Π5	20	50	4.15	1.8	0.0	10.9	12.6
Υπόγειο	A9A	A9	Π13-Π14	20	40	4.20	1.3	0.0	9.5	10.8

Το στέγη των δοκών κάθε παθητικός επιβάρυνση σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα στοιχεία είναι παθητικός ελβετικός ανά κύβου, δύο στροφές με άξονες στους κύβους άξονες χ και γ της εσχάρας και μία βέβαιη στην κατακόρυφη διεύθυνση z. Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστηρίγματα. Δις θέσεις έδρασης η βέβαιη είναι 0. Δις εδράσεις στους τοίχους, επιβή πάλι παρρηβάλλεται σε δύο, λαμβάνεται 0 η στροφή περί τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο. Για τις ακμήτες των στοιχείων της εσχάρας ελήφθη συντελεστής πάκτος 0.70L/10 στις μονοκίβυρες πάκτοδοκούς και 0.70L/5 στις συστηρίκτες. (Κανον. 8.4) Η επιβήν γίνετα για μονοκίβυρα φορτία σε κάθε άνωγυρα της εσχάρας και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικρίβυνοι συνδυασμοί φορτίσεων στα ανωγυρα με 1.35x(μόνιμα) και 1.50x(κινητά) φορτία. Η επιβήν έλγνε με μέθοδο Gauss για συστηρίκτες banded πλάκες, από προηγμένης βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση των κύβων. Επώνς έλγνα από έλεγχοι ορθότητας των αποτελεσμάτων, όπως ισορροπία κύβων, αντιδράσεις=εξωτερικά φορτία.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή Ανωγυρα max [kNm] min	Ροπή Στήρ-Α max [kNm] min	Ροπή Στήρ-Β max [kNm] min	Στήρση [kNm]	Αντίδρασις Α [kN] Β
Υπόγειο	Δ1	Δ1	113	0	0	0	99
Υπόγειο	Δ10Β	Δ10	37	0	-60	0	69
Υπόγειο	Δ11	Δ11	37	0	0	-54	44
Υπόγειο	Δ12	Δ12	35	0	-54	0	65
Υπόγειο	Δ13	Δ13	49	0	0	-69	56
Υπόγειο	Δ14Β	Δ14	40	0	-69	0	79
Υπόγειο	Δ15	Δ15	59	0	0	-58	66
Υπόγειο	Δ16	Δ16	56	0	-57	0	89
Υπόγειο	Δ17	Δ17	52	0	0	-78	60
Υπόγειο	Δ18	Δ18	46	0	-77	0	87
Υπόγειο	Δ19	Δ19	56	0	0	-54	62
Υπόγειο	Δ2	Δ2	113	0	0	0	99
Υπόγειο	Δ20Β	Δ20	53	0	-54	0	84
Υπόγειο	Δ3ΑΑ	Δ3	78	0	0	124	53
Υπόγειο	Δ3ΑΒ	Δ3	70	0	125	0	58
Υπόγειο	Δ4Α	Δ4	19	0	-59	56	60
Υπόγειο	Δ4Β	Δ4	20	0	56	0	32
Υπόγειο	Δ5Α	Δ5	113	0	-61	149	83
Υπόγειο	Δ5Β	Δ5	78	0	149	0	50
Υπόγειο	Δ6Α	Δ6	78	0	-102	147	105
Υπόγειο	Δ6Β	Δ6	87	0	146	0	18
Υπόγειο	Δ7	Δ7	49	0	0	-46	55
Υπόγειο	Δ8	Δ8	52	0	-43	0	73
Υπόγειο	Δ9Α	Δ9	38	0	0	-59	45

## Αντιστάσεις για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Η αντιστάση για τον έλεγχο των δοκών γίνεται με βάση τον μέγιστο επιτρεπόμενο λόγο παραμόρφωσης που ορίζεται στο ΕΛΛΗΝ. Κανονιστικό Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3. Τα ελαττωματικά μέγιστα επιτρεπόμενα λόγια παραμόρφωσης για τις δομές που ελέγχονται με βάση τον μέγιστο λόγο παραμόρφωσης που ορίζεται στο ΕΛΛΗΝ. Κανονιστικό Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3. Τα ελαττωματικά μέγιστα επιτρεπόμενα λόγια παραμόρφωσης για τις δομές που ελέγχονται με βάση τον μέγιστο λόγο παραμόρφωσης που ορίζεται στο ΕΛΛΗΝ. Κανονιστικό Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3. Τα ελαττωματικά μέγιστα επιτρεπόμενα λόγια παραμόρφωσης για τις δομές που ελέγχονται με βάση τον μέγιστο λόγο παραμόρφωσης που ορίζεται στο ΕΛΛΗΝ. Κανονιστικό Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3.

Υπόγειο Δ1 (Δ1) μήκος L= 4.57m, πλάτος b= 25cm, ύψος h= 40cm, συν. πλ. bm= 89cm, πλάκα hl= 15cm  
Δ1  
Διάρθρωση δομών

Μετρίων C16/20-S400 ποσά ανοιγμάτων max MsdAB= 113kNm (min= 0kNm), ποσά στρίψης B minMsdB= 0kNm (max= 0kNm)  
Τέμνουσα δύναμη Vsda= 99kN, ποσά στρίψης Tsdb= 0kNm

Αντιστάσεις για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Μsd= 113kNm, bm= 89cm, d= 35cm, Kd= 3.11, ξ= 0.15, x= 5.3<hf= 15cm, ec/es= 3.5/19.8, Ks= 3.07, As= 9.9cm<sup>2</sup>

Ελέγχος για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

ρmin= 0.5xftcm/fyk= 0.5x1.9/400= 0.00237, ρmax= 0.0015, minAs= 0.00150x2535= 1.31cm<sup>2</sup>

Ελέγχος για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Ελέγχος για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Οπλισμός στο άνωίμα 4φ18(10.2cm<sup>2</sup>)

Αντιστάσεις για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Τέμνουσα δύναμη Vsda= 98.7-0.45x 43.1= 79.3kN

ρ1= 0.08/(25x35)= 0.006<0.02, Vrd1= 0.22x1.0x(1.2+40x0.006)x25x35x0.1= 27.6kN

v= 0.7-16/200= 0.620>0.5, Vrd2= 0.5x0.620x10.7x25x0.9x35x0.1= 260kN> 79.3= Vsda

Vsd/Vrd2= 0.30 Ελέγχεται οπλισμός διαμήκης, s= 20cm, Asw= 0.0009x20x25= 0.4cm<sup>2</sup> συνδεδεμένος 2-τηντοι 8/20

vwd= 79.3- 27.6= 51.7kN, Asw/s= 1000x 51.7/(0.9x35x347.8)= 4.7cm<sup>2</sup>/m συνδεδεμένος 2-τηντοι 8/20

Υπόγειο Δ10 (Δ10B) μήκος L= 4.21m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 40cm, συν. πλ. bm= 79cm, πλάκα hl= 15cm  
Δ10B  
Διάρθρωση δομών

Μετρίων C16/20-S400 ποσά ανοιγμάτων max MsdAB= 37kNm (min= 0kNm)

Τέμνουσα δύναμη Vsda= 60kNm (max= 0kNm), ποσά στρίψης B minMsdB= 0kNm (max= 0kNm)

Τέμνουσα δύναμη Vsda= 69kN, ποσά στρίψης Tsdb= 1kNm

Αντιστάσεις για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Μsd= 37kNm, bm= 79cm, d= 35cm, Kd= 5.08, ξ= 0.07, x= 2.6<hf= 15cm, ec/es= 1.6/20.0, Ks= 2.96, As= 3.2cm<sup>2</sup>

Ζιρίξη A Msd= -60+ 69x0.10= -53kNm, b= 20cm, d= 35cm, Kd= 2.15, ξ= 0.35, ec/es= 3.5/ 6.6, Ks= 3.36, As= 5.1cm<sup>2</sup>

Ελέγχος οπλισμός προς αποφυγή στοίχισης Χωρίς προσδιορισμό

ρmin= 0.5xftcm/fyk= 0.5x1.9/400= 0.00237, ρmax= 0.0015, minAs= 0.00150x2035= 1.05cm<sup>2</sup>

Ελέγχος για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Ελέγχος για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Οπλισμός στο άνωίμα 4φ12( 4.5cm<sup>2</sup>) Οπλισμός στρίψης-Α 4φ14( 6.2cm<sup>2</sup> άνω)

Αντιστάσεις για τον έλεγχο των δοκών (ΕΛΛΗΝ. Κανονισμός Σχεδιασμού, 10, 11, 12, 18.3)

Τέμνουσα δύναμη Vsda= 68.7-0.45x 27.0= 56.5kN

ρ1= 2.26/(20x35)= 0.003<0.02, Vrd1= 0.22x1.0x(1.2+40x0.003)x20x35x0.1= 20.5kN

v= 0.7-16/200= 0.620>0.5, Vrd2= 0.5x0.620x10.7x20x0.9x35x0.1= 208kN> 56.5= Vsda

Vsd/Vrd2= 0.27 Ελέγχεται οπλισμός διαμήκης, s= 20cm, Asw= 0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδεδεμένος 2-τηντοι 8/20

vwd= 56.5- 20.5= 36.1kN, Asw/s= 1000x 36.1/(0.9x35x347.8)= 3.3cm<sup>2</sup>/m συνδεδεμένος 2-τηντοι 8/20

Υπόγειο A11 (A11) μήκος L= 4.24m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 40cm, συν. πλ. bm= 79cm, πλάκα h1= 15cm  
Διαστασιολόγηση δοκών  
Ροπή στρέψης A minMsda= 0kNm, max= 0kNm, ροπή στρέψης B minMsdb= -54kNm, max= 0kNm  
Τέμνουσα δύναμη VsdA= 44kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 66kN, ροπή στρέψης Tsd= 0kNm

Επίρριξη B Msd= -54+ 66x0.10= -47kNm, b=20cm, d=35cm, Kd= 2.27, ξ=0.30, ec/es=3.5/ 8.1, Ks=3.29, As= 4.5cm<sup>2</sup>  
Ανοίγμα Msd= 37kNm, bm=0.79m, d=35cm, Kd= 5.12, ξ=0.07, x= 2.6<h=15cm, ec/es=1.6/20.0, Ks=2.95, As= 3.1cm<sup>2</sup>  
Διαστασιολόγηση έναυτι κρήνης (οριακή κατάσταση στοχλίσ)

Αισιολογία στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω)  
Τέμνουσα σχεδιασμοί (από d από παρειά) Vsd= 65.9-0.45x 25.8= 54.2kN  
ρ1=2.26/(20x35)=0.003<0.02, Vr1=0.22x1.0x(1.2+40x0.003)x20x35x0.1= 20.5kN  
v=0.7-16/200=0.620>0.5, Vr2=0.5x0.620x10.7x20x0.9x35x0.1= 208kN> 54.2=Vsd  
Vsd/Vr2= 0.26 Ελάχιστος οπλισμός δάκτυλος, s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδεδεμένοι 2-τήτοι φ8/20  
Vw= 54.2- 20.5= 33.8kN, Asw/s=1000x 33.8/(0.9x35x347.8)= 3.1cm<sup>2</sup>/m συνδεδεμένοι 2-τήτοι φ8/20

Υπόγειο A12 (A12) μήκος L= 4.15m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 40cm, συν. πλ. bm= 78cm, πλάκα h1= 15cm  
Διαστασιολόγηση δοκών  
Ροπή στρέψης A minMsda= -54kNm, max= 0kNm, ροπή στρέψης B minMsdb= 0kNm, max= 0kNm  
Τέμνουσα δύναμη VsdA= 65kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 43kN, ροπή στρέψης Tsd= 0kNm  
Διαστασιολόγηση έναυτι κρήνης (οριακή κατάσταση στοχλίσ)

Ελάχιστος οπλισμός προς αποφυγή στοχλίσ προεξοχήση  
ρmin=0.5xftcm/fyk=0.5x1.9/400=0.00237, ρmax=0.0015, minAs=0.0015x20x35= 1.05cm<sup>2</sup>  
Ελάχιστος οπλισμός προς αποφυγή στοχλίσ προεξοχήση  
Ελάχιστος οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω)  
Τέμνουσα σχεδιασμοί (από d από παρειά) Vsd= 64.8-0.45x 25.8= 53.2kN  
ρ1=2.26/(20x35)=0.003<0.02, Vr1=0.22x1.0x(1.2+40x0.003)x20x35x0.1= 20.5kN  
v=0.7-16/200=0.620>0.5, Vr2=0.5x0.620x10.7x20x0.9x35x0.1= 208kN> 53.2=Vsd  
Vsd/Vr2= 0.26 Ελάχιστος οπλισμός δάκτυλος, s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδεδεμένοι 2-τήτοι φ8/20  
Vw= 53.2- 20.5= 32.7kN, Asw/s=1000x 32.7/(0.9x35x347.8)= 3.0cm<sup>2</sup>/m συνδεδεμένοι 2-τήτοι φ8/20

Υπόγειο A13 (A13) μήκος L= 4.28m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 50cm, συν. πλ. bm= 80cm, πλάκα h1= 15cm  
Διαστασιολόγηση δοκών  
Ροπή στρέψης A minMsda= 0kNm, max= 0kNm, ροπή στρέψης B minMsdb= -69kNm, max= 0kNm  
Τέμνουσα δύναμη VsdA= 56kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 81kN, ροπή στρέψης Tsd= 1kNm

Ανοίγμα Msd= 49kNm, bm=0.80m, d=45cm, Kd= 5.74, ξ=0.06, x= 2.9<h=15cm, ec/es=1.4/20.0, Ks=2.94, As= 3.2cm<sup>2</sup>  
Επίρριξη B Msd= -69+ 81x0.10= -61kNm, b=20cm, d=45cm, Kd= 2.57, ξ=0.23, ec/es=3.5/11.9, Ks=3.18, As= 4.3cm<sup>2</sup>  
Διαστασιολόγηση έναυτι κρήνης (οριακή κατάσταση στοχλίσ)



Αντιστάσιος δώλη για τήλωση δώλη

Τήλωση σκελετού (από: d από παρτίδα) Vsd= 90.1-0.45x 36.8= 73.5kN

 $\rho_1=3.08/(20x35)=0.004<0.02$ , Vrd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.004)x20x35x0.1= 21.2kN $v=0.7-16/200=0.620>0.5$ , Vrd2=0.5x0.620x10.7x20x0.9x35x0.1= 208kN> 73.5=VsdVsd/Vrd2= 0.35 Ελάχιστος οπλισμός δώλη, s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδέτηδες 2-τηντοι Φ8/20Vwd= 73.5- 21.2= 52.4kN, Asw/s=1000x 52.4/(0.9x35x347.8)= 4.8cm<sup>2</sup>/m συνδέτηδες 2-τηντοι Φ8/20

Υπόγειο Δ16 (Δ16)

μήκος L= 4.15m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 40cm, συν. πλ. bm= 78cm, πλάκα hl= 15cm

Δ15 Δ16



διδραμια ποθών

μνερδν c16/20-3400 ποθι αοιγμτος max MsdAB= 56kNm (min= 0kNm)

ποθι στήριξης A minMsdA= -57kNm(max= 0kNm), ποθι στήριξης B minMsdB= 0kNm(max= 0kNm)

τήλωση δώλη VsdA= 89kN, τήλωση δώλη VsdB= 64kN, ποθι στήριξης Tsd= 0kNm

Αντιστάσιος δώλη (οπική κατάρτησιν ατοχλγς)

Msd= 56kNm, bm=0.78m, d=35cm, Kd= 4.12, ξ=0.10, x= 3.4<hf=15cm, ec/es=2.2/20.0, Ks=2.99, As= 4.8cm<sup>2</sup>Στήριξη A Msd= -57+ 89x0.10= -48kNm, b=20cm, d=35cm, Kd= 2.25, ξ=0.31, ec/es=3.5/ 7.8, Ks=3.30, As= 4.6cm<sup>2</sup>

Ελάχιστος οπλισμός προς αποφυγή σκελετού Xορτς προεξοπονηση

μν=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x20x35= 1.05cm<sup>2</sup>Ελάχιστος οπλισμός, αs=0.70x400=280N/mm<sup>2</sup> ή γισιν δώλησιν οπλίσμ (Κανον. Πιν 15.1) maxφ=20,

Ελάχιστος παρμδρμωσ, λυηδρμωσ αL/h=0.59x415/35= 7&lt;20 (Κανον. 16.2, α από δίδραμια ποθών)

Οπλισμός στο δώλη A 414 (6.2cm<sup>2</sup> δώ)

Αντιστάσιος δώλη για τήλωση δώλη

Τήλωση σκελετού (από: d από παρτίδα) Vsd= 88.5-0.45x 36.8= 72.0kN

 $\rho_1=3.08/(20x35)=0.004<0.02$ , Vrd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.004)x20x35x0.1= 21.2kN $v=0.7-16/200=0.620>0.5$ , Vrd2=0.5x0.620x10.7x20x0.9x35x0.1= 208kN> 72.0=VsdVsd/Vrd2= 0.35 Ελάχιστος οπλισμός δώλη, s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδέτηδες 2-τηντοι Φ8/20Vwd= 72.0- 21.2= 50.8kN, Asw/s=1000x 50.8/(0.9x35x347.8)= 4.6cm<sup>2</sup>/m συνδέτηδες 2-τηντοι Φ8/20

Υπόγειο Δ17 (Δ17)

μήκος L= 4.30m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 40cm, συν. πλ. bm= 80cm, πλάκα hl= 15cm

Δ17 Δ18



διδραμια ποθών

μνερδν c16/20-3400 ποθι αοιγμτος max MsdAB= 52kNm (min= 0kNm)

ποθι στήριξης A minMsdA= 0kNm(max= 0kNm), ποθι στήριξης B minMsdB= -78kNm(max= 0kNm)

τήλωση δώλη VsdA= 60kN, τήλωση δώλη VsdB= 90kN, ποθι στήριξης Tsd= 0kNm

Αντιστάσιος δώλη (οπική κατάρτησιν ατοχλγς)

Msd= 52kNm, bm=0.80m, d=35cm, Kd= 4.35, ξ=0.09, x= 3.2<hf=15cm, ec/es=2.0/20.0, Ks=2.98, As= 4.4cm<sup>2</sup>Στήριξη B Msd= 69+ 90x0.10= 78kNm, b=20cm, d=35cm, Kd= 1.89, Ks1=3.53, Ks2=0.15, As1= 6.9, As2= 0.3cm<sup>2</sup>

Ελάχιστος οπλισμός προς αποφυγή σκελετού Xορτς προεξοπονηση

μν=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x20x35= 1.05cm<sup>2</sup>Ελάχιστος οπλισμός, αs=0.70x400=280N/mm<sup>2</sup> ή γισιν δώλησιν οπλίσμ (Κανον. Πιν 15.1) maxφ=20,

Ελάχιστος παρμδρμωσ, λυηδρμωσ αL/h=0.54x430/35= 7&lt;20 (Κανον. 16.2, α από δίδραμια ποθών)

Οπλισμός στο δώλη A 412 (4.5cm<sup>2</sup> δώ)

Αντιστάσιος δώλη για τήλωση δώλη

Τήλωση σκελετού (από: d από παρτίδα) Vsd= 90.2-0.45x 35.0= 74.5kN

 $\rho_1=2.26/(20x35)=0.003<0.02$ , Vrd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.003)x20x35x0.1= 20.5kN $v=0.7-16/200=0.620>0.5$ , Vrd2=0.5x0.620x10.7x20x0.9x35x0.1= 208kN> 74.5=VsdVsd/Vrd2= 0.36 Ελάχιστος οπλισμός δώλη, s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm<sup>2</sup> συνδέτηδες 2-τηντοι Φ8/20Vwd= 74.5- 20.5= 54.0kN, Asw/s=1000x 54.0/(0.9x35x347.8)= 4.9cm<sup>2</sup>/m συνδέτηδες 2-τηντοι Φ8/20



BAETHOE AETATAMENOY KTIPIOY "NANANEO AHMOTIKO NOZOKOMEIO"

Ελέγχος ρηγματώσεως,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διέτρητος οπλισμός (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \Phi = 20$ , Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\alpha L/h = 1.00 \times 457/35 = 13 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διδραμια ποσών)

Οπλισμός στο άνωίμα 4φ18 (10.2cm<sup>2</sup>)

Διαστασιολόγησις για τείνουσα δύναμη  
Τείνουσα σχεδιασμός (απόστ. d από παρείδ)  $V_{sd} = 98.9 - 0.45 \times 43.2 = 79.4 \text{ kN}$   
 $\rho_1 = 5.08 / (25 \times 35) = 0.006 < 0.02$ ,  $V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.006) \times 25 \times 35 \times 0.1 = 27.6 \text{ kN}$   
 $v = 0.7 - 16/200 = 0.620 > 0.5$ ,  $V_{rd2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 25 \times 0.9 \times 35 \times 0.1 = 260 \text{ kN} > 79.4 = V_{sd}$   
 $V_{sd}/V_{rd2} = 0.30$  Ελέγχιστος οπλισμός διέτρητος,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 25 = 0.4 \text{ cm}^2$  συνδετήρες 2-τήτοι 8/20  
 $V_{wd} = 79.4 - 27.6 = 51.8 \text{ kN}$ ,  $A_{sw}/s = 1000 \times 51.8 / (0.9 \times 35 \times 347.8) = 4.7 \text{ cm}^2/\text{m}$  συνδετήρες 2-τήτοι 8/20

Υπόγειο A20 (A20B) μήκος L = 4.15m, πλάτος b = 20cm, ύψος h = 40cm, συν. πλ. bm = 78cm, πλάκα h1 = 15cm  
A19 A20B

Μερίον C16/20-S400 ποτή ανοίγματος max  $M_{sdAB} = 53 \text{ kNm}$  (min = 0 kNm)  
ποτή στήριξης A min  $M_{sdA} = -54 \text{ kNm}$  (max = 0 kNm), ποτή στήριξης B min  $M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$  (max = 0 kNm)  
Τείνουσα δύναμη  $V_{sdA} = 84 \text{ kN}$ , τείνουσα δύναμη  $V_{sdB} = 61 \text{ kN}$ , ποτή στήριξης  $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγησις (οριακή κατέσταν ατοχίας)

Ανοίμα  $M_{sd} = 53 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.78 \text{ m}$ ,  $d = 35 \text{ cm}$ ,  $K_d = 4.24$ ,  $\xi = 0.09$ ,  $x = 3.3 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 2.1/20.0$ ,  $K_s = 2.98$ ,  $A_s = 4.5 \text{ cm}^2$   
Στήριξη A  $M_{sd} = -54 + 84 \times 0.10 = -45 \text{ kNm}$ ,  $b = 20 \text{ cm}$ ,  $d = 35 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.32$ ,  $\xi = 0.29$ ,  $ec/es = 3.5/8.7$ ,  $K_s = 3.26$ ,  $A_s = 4.2 \text{ cm}^2$

Ελέγχιστος οπλισμός προς αποφυγή ατοχίας χωρίς προεξέκταση

$\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm}/f_{yk} = 0.5 \times 1.9/400 = 0.00237$ ,  $\rho_{max} = 0.0015$ ,  $\min A_s = 0.00150 \times 2035 = 1.05 \text{ cm}^2$

Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\alpha L/h = 0.59 \times 415/35 = 7 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διδραμια ποσών)  
Ελέγχος ρηγματώσεως,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διέτρητος οπλισμός (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \Phi = 20$ ,

Οπλισμός στο άνωίμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω)

Διαστασιολόγησις για τείνουσα δύναμη

Τείνουσα σχεδιασμός (απόστ. d από παρείδ)  $V_{sd} = 83.7 - 0.45 \times 34.8 = 68.1 \text{ kN}$   
 $\rho_1 = 2.26 / (20 \times 35) = 0.003 < 0.02$ ,  $V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.003) \times 20 \times 35 \times 0.1 = 20.5 \text{ kN}$   
 $v = 0.7 - 16/200 = 0.620 > 0.5$ ,  $V_{rd2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 35 \times 0.1 = 208 \text{ kN} > 68.1 = V_{sd}$   
 $V_{sd}/V_{rd2} = 0.33$  Ελέγχιστος οπλισμός διέτρητος,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 20 = 0.4 \text{ cm}^2$  συνδετήρες 2-τήτοι 8/20  
 $V_{wd} = 68.1 - 20.5 = 47.6 \text{ kN}$ ,  $A_{sw}/s = 1000 \times 47.6 / (0.9 \times 35 \times 347.8) = 4.3 \text{ cm}^2/\text{m}$  συνδετήρες 2-τήτοι 8/20

Υπόγειο A3 (A3AA) μήκος L = 2.00m, πλάτος b = 30cm, ύψος h = 45cm, συν. πλ. bm = 58cm, πλάκα h1 = 15cm



Διδραμια ποσών

Μερίον C16/20-S400 ποτή ανοίγματος max  $M_{sdAB} = 78 \text{ kNm}$  (min = 0 kNm)

ποτή στήριξης A min  $M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$  (max = 0 kNm), ποτή στήριξης B min  $M_{sdB} = 124 \text{ kNm}$  (max = 124 kNm)

Τείνουσα δύναμη  $V_{sdA} = 53 \text{ kN}$ , τείνουσα δύναμη  $V_{sdB} = 17 \text{ kN}$ , ποτή στήριξης  $T_{sd} = 1 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγησις (οριακή κατέσταν ατοχίας)

Ανοίμα  $M_{sd} = 78 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.58 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 3.45$ ,  $\xi = 0.13$ ,  $x = 5.1 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 2.9/20.0$ ,  $K_s = 3.03$ ,  $A_s = 5.9 \text{ cm}^2$   
Στήριξη A  $M_{sd} = 0$

Στήριξη B  $M_{sd} = 124 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.58 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.74$ ,  $\xi = 0.20$ ,  $x = 7.9 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.5/14.2$ ,  $K_s = 3.13$ ,  $A_s = 9.7 \text{ cm}^2$

Ανοίμα  $M_{sd} = 0$

Στήριξη A  $M_{sd} = 0$

Στήριξη B  $M_{sd} = 124 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.58 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.74$ ,  $\xi = 0.20$ ,  $x = 7.9 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.5/14.2$ ,  $K_s = 3.13$ ,  $A_s = 9.7 \text{ cm}^2$

Ελέγχιστος οπλισμός προς αποφυγή ατοχίας χωρίς προεξέκταση

$\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm}/f_{yk} = 0.5 \times 1.9/400 = 0.00237$ ,  $\rho_{max} = 0.0015$ ,  $\min A_s = 0.00150 \times 3040 = 1.80 \text{ cm}^2$

Ελέγχος ρηγματώσεως,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διέτρητος οπλισμός (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \Phi = 20$ ,

Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\alpha L/h = 0.53 \times 200/40 = 3 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διδραμια ποσών)

Οπλισμός στο άνωίμα 4φ18 (10.2cm<sup>2</sup>) Οπλισμός στήριξη-B 2φ12 (2.3cm<sup>2</sup> άνω) 9φ12 (10.2 κτάω)

Διεύθυνση Εκπαίδευσης Δευτερίας Εκπαίδευσης

Τέθηκαν σε εξέλιξη οι εργασίες για την εκπόνηση της μελέτης

Τέθηκαν σε εξέλιξη οι εργασίες για την εκπόνηση της μελέτης (από: 44.2KN Vsd= 53.3-0.50x18.3= 44.2KN  
 $p1=5.08/(30x40)=0.004<0.02$ ,  $Vtd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.004)x30x40x0.1=36.2KN$   
 $v=0.7-16/200=0.620>0.5$ ,  $Vtd2=0.5x0.620x10.7x30x0.9x40x0.1=35.7KN>44.2=Vsd$   
 $Vsd/Vtd2=0.12$  Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης,  $s=20cm$ ,  $Asw=0.0009x20x30=0.55cm^2$  συνδέτηδες 2-τήτοι Φ8/20  
 $Vwd=44.2-36.2=8.0KN$ ,  $Asw/s=1000x8.0/(0.9x40x34.7.8)=0.65cm^2/m$  συνδέτηδες 2-τήτοι Φ8/20

Υπόγειο Δ3 (Δ3AB) μήκος L= 1.77m, πλάτος b= 30cm, ύψος h= 45cm, συν. πλ. b.m= 55cm, πλάκα h1= 15cm  
 Δ3AA Δ3AB Δ4A  
 Διάτμησης για την εκπόνηση της μελέτης

Μετέω C16/20-S400 ποη άνογματος max MsdAB= 70kNm (min= 0kNm)  
 ποη στήριξης A minMsdA= 125kNm(max= 125kNm), ποη στήριξης B minMsdB= -61kNm(max= 0kNm)  
 Τέθηκαν σε εξέλιξη οι εργασίες για την εκπόνηση της μελέτης TsD= 87kN, ποη στήριξης TsD= 1kNm

Διεύθυνση Εκπαίδευσης Δευτερίας Εκπαίδευσης

Ανογμ Msd= 70kNm, b.m=0.55m, d=40cm, Kd= 3.55,  $\xi=0.12$ , x= 4.8<hf=15cm, ec/es=2.8/20.0, Ks=3.02, As= 5.3cm<sup>2</sup>  
 Στήριξη A Msd= 125kNm, b.m=0.55m, d=40cm, Kd= 2.65,  $\xi=0.21$ , x= 8.5<hf=15cm, ec/es=3.5/12.9, Ks=3.15, As= 9.9cm<sup>2</sup>  
 Στήριξη B Msd= -61+ 87x0.10= -52kNm, b=30cm, d=40cm, Kd= 3.04,  $\xi=0.16$ , ec/es=3.5/18.8, Ks=3.08, As= 4.0cm<sup>2</sup>  
 Ανογμ Msd=0

Στήριξη A Msd= 125kNm, b.m=0.55m, d=40cm, Kd= 2.65,  $\xi=0.21$ , x= 8.5<hf=15cm, ec/es=3.5/12.9, Ks=3.15, As= 9.9cm<sup>2</sup>  
 Στήριξη B Msd=0

Ελάχιστος οπλισμός κμψης προς αποφυγή στοχλς προεξοχλς

min=0.5xftcm/fyk=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x30x40= 1.80cm<sup>2</sup>  
 Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης,  $s=0.70x400=280N/mm^2$  ή  $\xi=0.177/40=1<20$  (Κανον. 16.2, α από διάτμησης ποη)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ18(10.2cm<sup>2</sup>) Οπλισμός στήριξη-Α 2φ12( 2.3cm<sup>2</sup> άνω) 9φ12( 10.2 cm<sup>2</sup> κάτω) Οπλισμός στήριξη-Β 4φ

Διεύθυνση Εκπαίδευσης Δευτερίας Εκπαίδευσης

Τέθηκαν σε εξέλιξη οι εργασίες για την εκπόνηση της μελέτης Vsd= 87.3-0.50x16.7= 79.0kN

$p1=5.08/(30x40)=0.004<0.02$ ,  $Vtd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.004)x30x40x0.1=36.2KN$

$v=0.7-16/200=0.620>0.5$ ,  $Vtd2=0.5x0.620x10.7x30x0.9x40x0.1=35.7KN>79.0=Vsd$

$Vsd/Vtd2=0.22$  Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης,  $s=20cm$ ,  $Asw=0.0009x20x30=0.55cm^2$  συνδέτηδες 4-τήτοι Φ8/20

$Vwd=79.0-36.2=42.9KN$ ,  $Asw/s=1000x42.9/(0.9x40x34.7.8)=3.45cm^2/m$  συνδέτηδες 4-τήτοι Φ8/20

Υπόγειο Δ4 (Δ4A) μήκος L= 1.55m, πλάτος b= 30cm, ύψος h= 45cm, συν. πλ. b.m= 52cm, πλάκα h1= 15cm  
 Δ3AB Δ4A Δ4B  
 Διάτμησης για την εκπόνηση της μελέτης

Μετέω C16/20-S400 ποη άνογματος max MsdAB= 19kNm (min= 0kNm)  
 ποη στήριξης A minMsdA= -59kNm(max= 0kNm), ποη στήριξης B minMsdB= 56kNm(max= 56kNm)  
 Τέθηκαν σε εξέλιξη οι εργασίες για την εκπόνηση της μελέτης TsD= 0kNm

Διεύθυνση Εκπαίδευσης Δευτερίας Εκπαίδευσης

Ανογμ Msd= 19kNm, b.m=0.52m, d=40cm, Kd= 6.53,  $\xi=0.06$ , x= 2.2<hf=15cm, ec/es=1.2/20.0, Ks=2.93, As= 1.4cm<sup>2</sup>  
 Στήριξη A Msd= -59+ 60x0.10= -53kNm, b=30cm, d=40cm, Kd= 3.00,  $\xi=0.16$ , ec/es=3.5/18.1, Ks=3.08, As= 4.1cm<sup>2</sup>  
 Στήριξη B Msd= 56kNm, b.m=0.52m, d=40cm, Kd= 3.86,  $\xi=0.11$ , x= 4.3<hf=15cm, ec/es=2.4/20.0, Ks=3.00, As= 4.2cm<sup>2</sup>  
 Ανογμ Msd=0

Ελάχιστος οπλισμός κμψης προς αποφυγή στοχλς προεξοχλς

min=0.5xftcm/fyk=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x30x40= 1.80cm<sup>2</sup>  
 Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης,  $s=0.70x400=280N/mm^2$  ή  $\xi=0.155/40=1<20$  (Κανον. 16.2, α από διάτμησης ποη)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12( 4.5cm<sup>2</sup>) Οπλισμός στήριξη-Α 4φ12( 4.5cm<sup>2</sup> άνω) Οπλισμός στήριξη-Β 1φ12( 1.1cm<sup>2</sup> άνω)

Διαστασιολόγηση για τμήματα δόμησης

Τμήματα σχεδιασμού (από: d από παρ. 4) Vsd = 52.7kN

Vsd/Vtd2 = 0.15 Ελάχιστος οπλισμός δόμησης, s=20cm, Asw=0.0009x20x30 = 0.5cm<sup>2</sup> συνδεδεμένοι 2-τηντοι 8/20

v=0.7-16/200=0.620&gt;0.5, Vtd2=0.5x0.620x10.7x30x0.9x40x0.1 = 357kN &gt; 52.7=Vsd

ρ1=2.26/(30x40)=0.002&lt;0.02, Vtd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.002)x30x40x0.1 = 33.7kN

Vwd = 52.7 - 33.7 = 19.0kN, Asw/s=1000x 19.0/(0.9x40x347.8) = 1.5cm<sup>2</sup>/m συνδεδεμένοι 2-τηντοι 8/20

Υπόγειο Δ4 (Δ4B) μήκος L= 1.63m, πλάτος b= 30cm, ύψος h= 45cm, συν. πλ. bm= 53cm, πλάκα h1= 15cm

Διάγραμμα φορτίων

Μετρίων C16/20-Σ400 ποτή ανοιγμάτων max MsdAB= 20kNm (min= 0kNm)

ποτή στήριξης A minMsdA= 56kNm(max= 56kNm), ποτή στήριξης B minMsdB= -59kNm(max= 0kNm)

τμήματα δόμηση VsdA= 32kN, τμήματα δόμηση VsdB= 57kN, ποτή στήριξης Tsd= 0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κρήνης (οριακή κατάσταση ατοχίας)

Μsd= 20kNm, bm=0.53m, d=40cm, Kd= 6.57, ξ=0.06, x= 2.2<hF=15cm, ec/es=1.2/20.0, Ks=2.93, As= 1.4cm<sup>2</sup>Στήριξη A Msd= 56kNm, bm=0.53m, d=40cm, Kd= 3.90, ξ=0.11, x= 4.2<hF=15cm, ec/es=2.4/20.0, Ks=3.00, As= 4.2cm<sup>2</sup>Στήριξη B Msd= -59+ 57x0.10= -53kNm, b=30cm, d=40cm, Kd= 3.00, ξ=0.16, ec/es=3.5/18.0, Ks=3.08, As= 4.1cm<sup>2</sup>

Ανοιγμα Msd=0

Στήριξη A Msd= 56kNm, bm=0.53m, d=40cm, Kd= 3.90, ξ=0.11, x= 4.2<hF=15cm, ec/es=2.4/20.0, Ks=3.00, As= 4.2cm<sup>2</sup>

Στήριξη B Msd=0

Ελάχιστος οπλισμός κρήνης προς αποφυγή ατοχίας χωρίς προεξοχήση

ρmin=0.5xftcm/fyk=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x30x40 = 1.80cm<sup>2</sup>Ελέγχος ρηγματώσεως, σs=0.70x400=280N/mm<sup>2</sup> μέγιστη διαμέτρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) maxφ=20,

Ελέγχος παραμόρφωσης, λυγμότητα αL/h=0.14x163/40=1&lt;20 (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποτών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω) 4φ12 (1.1cm<sup>2</sup> άνω) 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω) 4φ12 (1.1cm<sup>2</sup> άνω) 4φ

Διαστασιολόγηση για τμήματα δόμησης

Τμήματα σχεδιασμού (από: d από παρ. 4) Vsd= 57.3-0.50x 15.5= 49.6kN

ρ1=2.26/(30x40)=0.002&lt;0.02, Vtd1=0.22x1.0x(1.2+40x0.002)x30x40x0.1 = 33.7kN

v=0.7-16/200=0.620&gt;0.5, Vtd2=0.5x0.620x10.7x30x0.9x40x0.1 = 357kN &gt; 49.6=Vsd

Vsd/Vtd2= 0.14 Ελάχιστος οπλισμός δόμησης, s=20cm, Asw=0.0009x20x30 = 0.5cm<sup>2</sup> συνδεδεμένοι 2-τηντοι 8/20Vwd= 49.6 - 33.7 = 15.9kN, Asw/s=1000x 15.9/(0.9x40x347.8) = 1.3cm<sup>2</sup>/m συνδεδεμένοι 2-τηντοι 8/20

Υπόγειο Δ5 (Δ5A) μήκος L= 2.25m, πλάτος b= 30cm, ύψος h= 45cm, συν. πλ. bm= 62cm, πλάκα h1= 15cm

Διάγραμμα φορτίων

Μετρίων C16/20-Σ400 ποτή ανοιγμάτων max MsdAB= 113kNm (min= 0kNm)

ποτή στήριξης A minMsdA= -61kNm(max= 0kNm), ποτή στήριξης B minMsdB= 149kNm(max= 149kNm)

τμήματα δόμηση VsdA= 83kN, τμήματα δόμηση VsdB= 38kN, ποτή στήριξης Tsd= 0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κρήνης (οριακή κατάσταση ατοχίας)

Μsd= 113kNm, bm=0.62m, d=40cm, Kd= 2.95, ξ=0.17, x= 6.7<hF=15cm, ec/es=3.5/17.3, Ks=3.09, As= 8.7cm<sup>2</sup>Στήριξη A Msd= -61+ 83x0.10= -52kNm, b=30cm, d=40cm, Kd= 3.03, ξ=0.16, ec/es=3.5/18.5, Ks=3.08, As= 4.0cm<sup>2</sup>Στήριξη B Msd= 149kNm, bm=0.62m, d=40cm, Kd= 2.57, ξ=0.23, x= 9.1<hF=15cm, ec/es=3.5/11.9, Ks=3.18, As=11.8cm<sup>2</sup>

Ανοιγμα Msd=0

Στήριξη A Msd=0

Στήριξη B Msd= 149kNm, bm=0.62m, d=40cm, Kd= 2.57, ξ=0.23, x= 9.1<hF=15cm, ec/es=3.5/11.9, Ks=3.18, As=11.8cm<sup>2</sup>

Ελάχιστος οπλισμός κρήνης προς αποφυγή ατοχίας χωρίς προεξοχήση

ρmin=0.5xftcm/fyk=0.5x1.9/400=0.00237, pmax=0.0015, minAs=0.00150x30x40 = 1.80cm<sup>2</sup>Ελέγχος ρηγματώσεως, σs=0.70x400=280N/mm<sup>2</sup> μέγιστη διαμέτρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) maxφ=20,

Ελέγχος παραμόρφωσης, λυγμότητα αL/h=0.32x225/40=2&lt;20 (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποτών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ20 (12.6cm<sup>2</sup> άνω) 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω) 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω) 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω) 4φ

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΑ ΓΙΑ ΕΓΚΛΙΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ

Τέμνουσα ορθογώνιος (απόρ. d από παρτίδα)  $V_{sd} = 83.4 - 0.50 \times 20.2 = 73.3 \text{ kN}$  $p_1 = 6.28 / (30 \times 40) = 0.005 < 0.02$ ,  $V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.005) \times 30 \times 40 \times 0.1 = 37.2 \text{ kN}$  $v = 0.7 - 16 / 200 = 0.62 > 0.5$ ,  $V_{rd2} = 0.5 \times 0.62 \times 0.1 \times 0.9 \times 30 \times 0.1 = 35.7 \text{ kN}$   $V_{sd} > 73.3$  $V_{sd} / V_{rd2} = 0.21$  Ελάχιστος ογκισμός διέτμησης,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 30 = 0.54 \text{ cm}^2$  συνδεδετρες 4-τμητοι Φ8/20 $V_{wd} = 73.3 - 37.2 = 36.1 \text{ kN}$ ,  $A_{sw} / s = 1000 \times 36.1 / (0.9 \times 40 \times 347.8) = 2.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$  συνδεδετρες 4-τμητοι Φ8/20Υπόγειο Δ5 (Δ5B) μήκος  $L = 2.35 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 30 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 45 \text{ cm}$ , συν. πλ.  $b \times h = 63 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$ 

Διάγραμμα ποθών

μειδών C16/20-S400 ποθή ανοίγματος max  $M_{sAB} = 78 \text{ kNm}$  (min =  $0 \text{ kNm}$ )ποθή στήριξης A min  $M_{sDA} = 149 \text{ kNm}$  (max =  $149 \text{ kNm}$ ), ποθή στήριξης B min  $M_{sDB} = -102 \text{ kNm}$  (max =  $0 \text{ kNm}$ )τέμνουσα δύναμη  $V_{sDA} = 50 \text{ kN}$ , τέμνουσα δύναμη  $V_{sDB} = 100 \text{ kN}$ , ποθή στήριξης  $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$ 

Διαστασιολόγηση έναυτι κήψης (οριακή κατάσταση ατοχίας)

Ανοίγμα  $M_{sd} = 78 \text{ kNm}$ ,  $b \times h = 0.63 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 3.58$ ,  $\xi = 0.12$ ,  $x = 4.8 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 2.7 / 20.0$ ,  $K_s = 3.02$ ,  $A_s = 5.9 \text{ cm}^2$ Στήριξη A  $M_{sd} = 149 \text{ kNm}$ ,  $b \times h = 0.63 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.60$ ,  $\xi = 0.22$ ,  $x = 8.9 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.5 / 12.3$ ,  $K_s = 3.17$ ,  $A_s = 11.8 \text{ cm}^2$ Στήριξη B  $M_{sd} = -102 + 100 \times 0.10 = -92 \text{ kNm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.28$ ,  $\xi = 0.30$ ,  $ec/es = 3.5 / 8.2$ ,  $K_s = 3.28$ ,  $A_s = 7.6 \text{ cm}^2$ Ανοίγμα  $M_{sd} = 0$ Στήριξη A  $M_{sd} = 149 \text{ kNm}$ ,  $b \times h = 0.63 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.60$ ,  $\xi = 0.22$ ,  $x = 8.9 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.5 / 12.3$ ,  $K_s = 3.17$ ,  $A_s = 11.8 \text{ cm}^2$ Στήριξη B  $M_{sd} = 0$ 

Ελάχιστος ογκισμός κήψης προς αποφυγή ατοχίας χωρίς προειδοποίηση

 $p_{min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 1.9 / 400 = 0.00237$ ,  $p_{max} = 0.0015$ ,  $min A_s = 0.0015 \times 30 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$ Εκκλινός ρηγμάτωσης,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διέτμησης ογκισμός (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \Phi = 20$ ,Εκκλινός παραμόρφωσης, λυγρότητα  $\alpha_L / h = 0.22 \times 235 / 40 = 1 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ποθών)Ογκισμός στο άνοιγμα 4φ20 (12.6cm<sup>2</sup>) Ογκισμός στήριξη-Α 3φ12 (3.4cm<sup>2</sup> άνω) 11φ12 (12.4 κάτω) Ογκισμός στήριξη-Β 6

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα ορθογώνιος (απόρ. d από παρτίδα)  $V_{sd} = 99.6 - 0.50 \times 21.0 = 89.1 \text{ kN}$  $p_1 = 6.28 / (30 \times 40) = 0.005 < 0.02$ ,  $V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.005) \times 30 \times 40 \times 0.1 = 37.2 \text{ kN}$  $v = 0.7 - 16 / 200 = 0.62 > 0.5$ ,  $V_{rd2} = 0.5 \times 0.62 \times 0.1 \times 0.9 \times 30 \times 0.1 = 35.7 \text{ kN}$   $V_{sd} > 89.1$  $V_{sd} / V_{rd2} = 0.25$  Ελάχιστος ογκισμός διέτμησης,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 30 = 0.54 \text{ cm}^2$  συνδεδετρες 4-τμητοι Φ8/20 $V_{wd} = 89.1 - 37.2 = 51.9 \text{ kN}$ ,  $A_{sw} / s = 1000 \times 51.9 / (0.9 \times 40 \times 347.8) = 4.1 \text{ cm}^2 / \text{m}$  συνδεδετρες 4-τμητοι Φ8/20Υπόγειο Δ6 (Δ6A) μήκος  $L = 2.02 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 30 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 45 \text{ cm}$ , συν. πλ.  $b \times h = 58 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$ 

Διάγραμμα ποθών

μειδών C16/20-S400 ποθή ανοίγματος max  $M_{sAB} = 78 \text{ kNm}$  (min =  $0 \text{ kNm}$ )ποθή στήριξης A min  $M_{sDA} = -102 \text{ kNm}$  (max =  $0 \text{ kNm}$ ), ποθή στήριξης B min  $M_{sDB} = 147 \text{ kNm}$  (max =  $147 \text{ kNm}$ )τέμνουσα δύναμη  $V_{sDA} = 105 \text{ kN}$ , τέμνουσα δύναμη  $V_{sDB} = 68 \text{ kN}$ , ποθή στήριξης  $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$ 

Διαστασιολόγηση έναυτι κήψης (οριακή κατάσταση ατοχίας)

Ανοίγμα  $M_{sd} = 78 \text{ kNm}$ ,  $b \times h = 0.58 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 3.47$ ,  $\xi = 0.13$ ,  $x = 5.0 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 2.9 / 20.0$ ,  $K_s = 3.03$ ,  $A_s = 5.9 \text{ cm}^2$ Στήριξη A  $M_{sd} = -102 + 105 \times 0.10 = -92 \text{ kNm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.29$ ,  $\xi = 0.30$ ,  $ec/es = 3.5 / 8.3$ ,  $K_s = 3.28$ ,  $A_s = 7.5 \text{ cm}^2$ Στήριξη B  $M_{sd} = 147 \text{ kNm}$ ,  $b \times h = 0.58 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.52$ ,  $\xi = 0.24$ ,  $x = 9.5 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.5 / 11.2$ ,  $K_s = 3.19$ ,  $A_s = 11.7 \text{ cm}^2$ Ανοίγμα  $M_{sd} = 0$ Στήριξη A  $M_{sd} = 0$ Στήριξη B  $M_{sd} = 147 \text{ kNm}$ ,  $b \times h = 0.58 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.52$ ,  $\xi = 0.24$ ,  $x = 9.5 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.5 / 11.2$ ,  $K_s = 3.19$ ,  $A_s = 11.7 \text{ cm}^2$ 

Ελάχιστος ογκισμός κήψης προς αποφυγή ατοχίας χωρίς προειδοποίηση

 $p_{min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 1.9 / 400 = 0.00237$ ,  $p_{max} = 0.0015$ ,  $min A_s = 0.0015 \times 30 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$ Εκκλινός ρηγμάτωσης,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διέτμησης ογκισμός (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \Phi = 20$ ,Εκκλινός παραμόρφωσης, λυγρότητα  $\alpha_L / h = 0.22 \times 202 / 40 = 1 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ποθών)Ογκισμός στο άνοιγμα 4φ20 (12.6cm<sup>2</sup>) Ογκισμός στήριξη-Α 6φ14 (9.2cm<sup>2</sup> άνω) Ογκισμός στήριξη-Β 3φ12 (3.4cm<sup>2</sup> άνω) 1

Διεύθυνση Σχολικών Υποστηρίξεων

Τμήμα Σχολικών Υποστηρίξεων (από: 104.9-0.50x 18.5 = 95.7kN

$p_1 = 6.28 / (30 \times 40) = 0.005 < 0.02$ ,  $V_{r1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.005) \times 30 \times 40 \times 0.1 = 37.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 16 / 200 = 0.62 > 0.5$ ,  $V_{r2} = 0.5 \times 0.62 \times 10.7 \times 30 \times 0.9 \times 40 \times 0.1 = 357 \text{ kN} > 95.7 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{r2} = 0.27$  Ελάχιστος οπλισμός διέγερσης,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 30 = 0.54 \text{ cm}^2$  συνδεδεμένοι 4-τήγιοι Φ8/20

$V_{sd} = 95.7 - 37.2 = 58.5 \text{ kN}$ ,  $A_{sw} / s = 1000 \times 58.5 / (0.9 \times 40 \times 347.8) = 4.7 \text{ cm}^2 / \text{m}$  συνδεδεμένοι 4-τήγιοι Φ8/20

Υπόγειο Δ6 (Δ6B) μήκος  $L = 2.06 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 30 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 45 \text{ cm}$ , συν. πλ.  $b_m = 59 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$



μειών  $C16/20$  ποτ. αοιγματος max  $M_{sdAB} = 87 \text{ kNm}$  (min)  $0 \text{ kNm}$

ποτ. στήριξης A  $m_{sdAB} = 146 \text{ kNm}$  (max)  $= 146 \text{ kNm}$ , ποτ. στήριξης B  $m_{sdAB} = 0 \text{ kNm}$  (max)  $= 0 \text{ kNm}$

είνυα  $V_{sdA} = 18 \text{ kN}$ , είνυα  $V_{sdB} = 57 \text{ kN}$ , ποτ. στήριξης  $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαισθητοποίηση για είνυα  $V_{sd}$  (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Αοιγμ  $M_{sd} = 87 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.59 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 3.30$ ,  $\xi = 0.14$ ,  $x = 5.5 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.2 / 20.0$ ,  $K_s = 3.04$ ,  $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$

Είριξη A  $M_{sd} = 146 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.59 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.54$ ,  $\xi = 0.23$ ,  $x = 9.4 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.5 / 11.4$ ,  $K_s = 3.19$ ,  $A_s = 11.6 \text{ cm}^2$

Αοιγμ  $M_{sd} = 0$

Είριξη B  $M_{sd} = 0$

Είριξη A  $M_{sd} = 146 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.59 \text{ m}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.54$ ,  $\xi = 0.23$ ,  $x = 9.4 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 3.5 / 11.4$ ,  $K_s = 3.19$ ,  $A_s = 11.6 \text{ cm}^2$

Είριξη B  $M_{sd} = 0$

Ελάχιστος οπλισμός κνήης προς αοφυή αστοχία  $\chi_{\phi} \text{ προεβόποη}$

$\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 1.9 / 400 = 0.00237$ ,  $\rho_{max} = 0.0015$ ,  $\rho_{min} A_s = 0.0015 \times 30 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$

Ελγος  $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$

Ελγος  $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$

Οπλισμός οο  $\phi 20 (12.6 \text{ cm}^2)$   $\phi 12 (3.4 \text{ cm}^2)$   $\phi 12 (12.4 \text{ cm}^2)$

Διαισθητοποίηση για είνυα  $V_{sd}$

είνυα  $V_{sd} = 56.9 - 0.50 \times 18.7 = 47.6 \text{ kN}$

$p_1 = 6.28 / (30 \times 40) = 0.005 < 0.02$ ,  $V_{r1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.005) \times 30 \times 40 \times 0.1 = 37.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 16 / 200 = 0.62 > 0.5$ ,  $V_{r2} = 0.5 \times 0.62 \times 10.7 \times 30 \times 0.9 \times 40 \times 0.1 = 357 \text{ kN} > 47.6 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{r2} = 0.13$  Ελάχιστος οπλισμός διέγερσης,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 30 = 0.54 \text{ cm}^2$  συνδεδεμένοι 2-τήγιοι Φ8/20

$V_{sd} = 47.6 - 37.2 = 10.4 \text{ kN}$ ,  $A_{sw} / s = 1000 \times 10.4 / (0.9 \times 40 \times 347.8) = 0.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$  συνδεδεμένοι 2-τήγιοι Φ8/20

Υπόγειο Δ7 (Δ7) μήκος  $L = 4.24 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 20 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 40 \text{ cm}$ , συν. πλ.  $b_m = 79 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$



μειών  $C16/20$  ποτ. αοιγματος max  $M_{sdAB} = 49 \text{ kNm}$  (min)  $0 \text{ kNm}$

ποτ. στήριξης A  $m_{sdAB} = 0 \text{ kNm}$  (max)  $= 0 \text{ kNm}$ , ποτ. στήριξης B  $m_{sdAB} = -46 \text{ kNm}$  (max)  $= 0 \text{ kNm}$

είνυα  $V_{sdA} = 55 \text{ kN}$ , είνυα  $V_{sdB} = 75 \text{ kN}$ , ποτ. στήριξης  $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαισθητοποίηση για είνυα  $V_{sd}$  (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Αοιγμ  $M_{sd} = 49 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.79 \text{ m}$ ,  $d = 35 \text{ cm}$ ,  $K_d = 4.47$ ,  $\xi = 0.09$ ,  $x = 3.1 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 1.9 / 20.0$ ,  $K_s = 2.97$ ,  $A_s = 4.1 \text{ cm}^2$

Είριξη B  $M_{sd} = -46 + 75 \times 0.10 = -39 \text{ kNm}$ ,  $b = 20 \text{ cm}$ ,  $d = 35 \text{ cm}$ ,  $K_d = 2.52$ ,  $\xi = 0.24$ ,  $ec/es = 3.5 / 11.2$ ,  $K_s = 3.19$ ,  $A_s = 3.5 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κνήης προς αοφυή αστοχία  $\chi_{\phi} \text{ προεβόποη}$

$\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 1.9 / 400 = 0.00237$ ,  $\rho_{max} = 0.0015$ ,  $\rho_{min} A_s = 0.0015 \times 20 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$

Ελγος  $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$

Ελγος  $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$   $\rho_{yk} = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$

Οπλισμός οο  $\phi 12 (4.5 \text{ cm}^2)$   $\phi 12 (3.4 \text{ cm}^2)$   $\phi 12 (3.4 \text{ cm}^2)$

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα αχρεΐαστος (απόστ. d από παρεια) Vsd = 61.4kN

 $p1=2.26/(20 \times 35)=0.003 < 0.02$ ,  $Vrd1=0.22 \times 1.0 \times (1.2+40 \times 0.003) \times 20 \times 35 \times 0.1=20.5kN$  $v=0.7-16/200=0.620 > 0.5$ ,  $Vrd2=0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 35 \times 0.1=208kN > 61.4=Vsd$ Vsd/Vrd2 = 0.29 Ελάχιστος ογκισμός διατήρησης, s = 20cm, Asw = 0.0009  $\times 20 \times 20 = 0.4cm^2$  συνδετήρες 2-τηντοι Φ8/20Vwd = 61.4 - 20.5 = 40.9kN, Asw/s = 1000  $\times 40.9/(0.9 \times 35 \times 347.8) = 3.7cm^2/m$  συνδετήρες 2-τηντοι Φ8/20

Υπόγειο Δ8 (Δ8)

μήκος L = 4.15m, πλάτος b = 20cm, ύψος h = 50cm, συν. πλ. bm = 78cm, πλάκα hl = 15cm

διαγράμματα ποσών

μνείον C16/20-S400 ποπή ανοιγματος max MsdAB = 52kNm (min = 0kNm)

ποπή στρίβιξης A minMsdA = -43kNm (max = 0kNm), ποπή στρίβιξης B minMsdB = 0kNm (max = 0kNm)

τέμνουσα δύναμη VsdA = 73kN, τέμνουσα δύναμη VsdB = 57kN, ποπή στρίβιξης Tsd = 0kNm

Διαστασιολόγηση έλκντι κάρπης (οριακή κατάσταση στοχλας)

Msd = 52kNm, bm = 0.78m, d = 45cm, Kd = 5.53,  $\xi = 0.07$ , x = 3.0 <  $h_f = 15cm$ , ec/es = 1.4/20.0, Ks = 2.95, As = 3.4cm<sup>2</sup>Στρίβιξη A Msd = -43 + 73  $\times 0.10 = -36kNm$ , b = 20cm, d = 45cm, Kd = 3.37,  $\xi = 0.13$ , ec/es = 3.0/20.0, Ks = 3.04, As = 2.4cm<sup>2</sup>

Ελάχιστος ογκισμός κάρπης προς αποφυγή στοχλας χροίς προεξοχήση

pmin = 0.5  $\times f_{ctm}/f_y k = 0.5 \times 1.9/400 = 0.00237$ , pmax = 0.0015, minAs = 0.0015  $\times 20 \times 20 = 1.35cm^2$ Ελάχιστος παραμόρφωσης, λυγνρότητα αL/h = 0.62  $\times 45/45 = 6 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποσών)Ογκισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup>) Ογκισμός στρίβιξη-A 2φ12 (2.3cm<sup>2</sup> άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα αχρεΐαστος (απόστ. d από παρεια) Vsd = 72.9-0.55  $\times 31.2 = 55.7kN$  $p1=2.26/(20 \times 45)=0.003 < 0.02$ ,  $Vrd1=0.22 \times 1.0 \times (1.2+40 \times 0.003) \times 20 \times 45 \times 0.1=25.7kN$  $v=0.7-16/200=0.620 > 0.5$ ,  $Vrd2=0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 0.1=268kN > 55.7=Vsd$ Vsd/Vrd2 = 0.21 Ελάχιστος ογκισμός διατήρησης, s = 20cm, Asw = 0.0009  $\times 20 \times 20 = 0.4cm^2$  συνδετήρες 2-τηντοι Φ8/20Vwd = 55.7 - 25.7 = 30.0kN, Asw/s = 1000  $\times 30.0/(0.9 \times 45 \times 347.8) = 2.1cm^2/m$  συνδετήρες 2-τηντοι Φ8/20

Υπόγειο Δ9 (Δ9A)

μήκος L = 4.20m, πλάτος b = 20cm, ύψος h = 40cm, συν. πλ. bm = 79cm, πλάκα hl = 15cm

διαγράμματα ποσών

μνείον C16/20-S400 ποπή ανοιγματος max MsdAB = 38kNm (min = 0kNm)

ποπή στρίβιξης A minMsdA = 0kNm (max = 0kNm), ποπή στρίβιξης B minMsdB = -59kNm (max = 0kNm)

τέμνουσα δύναμη VsdA = 45kN, τέμνουσα δύναμη VsdB = 68kN, ποπή στρίβιξης Tsd = 1kNm

Διαστασιολόγηση έλκντι κάρπης (οριακή κατάσταση στοχλας)

Msd = 38kNm, bm = 0.79m, d = 35cm, Kd = 5.07,  $\xi = 0.07$ , x = 2.6 <  $h_f = 15cm$ , ec/es = 1.6/20.0, Ks = 2.96, As = 3.2cm<sup>2</sup>Στρίβιξη B Msd = -59 + 68  $\times 0.10 = -52kNm$ , b = 20cm, d = 35cm, Kd = 2.16,  $\xi = 0.34$ , ec/es = 3.5/6.8, Ks = 3.35, As = 5.0cm<sup>2</sup>

Ελάχιστος ογκισμός κάρπης προς αποφυγή στοχλας χροίς προεξοχήση

pmin = 0.5  $\times f_{ctm}/f_y k = 0.5 \times 1.9/400 = 0.00237$ , pmax = 0.0015, minAs = 0.0015  $\times 20 \times 20 = 1.05cm^2$ Ελάχιστος παραμόρφωσης, λυγνρότητα αL/h = 0.53  $\times 420/35 = 6 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποσών)Ογκισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup>) Ογκισμός στρίβιξη-B 4φ14 (6.2cm<sup>2</sup> άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα αχρεΐαστος (απόστ. d από παρεια) Vsd = 68.3-0.45  $\times 27.0 = 56.2kN$  $p1=2.26/(20 \times 35)=0.003 < 0.02$ ,  $Vrd1=0.22 \times 1.0 \times (1.2+40 \times 0.003) \times 20 \times 35 \times 0.1=20.5kN$  $v=0.7-16/200=0.620 > 0.5$ ,  $Vrd2=0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 35 \times 0.1=208kN > 56.2=Vsd$ Vsd/Vrd2 = 0.27 Ελάχιστος ογκισμός διατήρησης, s = 20cm, Asw = 0.0009  $\times 20 \times 20 = 0.4cm^2$  συνδετήρες 2-τηντοι Φ8/20Vwd = 56.2 - 20.5 = 35.7kN, Asw/s = 1000  $\times 35.7/(0.9 \times 35 \times 347.8) = 3.3cm^2/m$  συνδετήρες 2-τηντοι Φ8/20

Φορτία τολμών

Σε κάθε περίπτωση μεταφέρεται τα καταγεγραμμένα φορτία των πλάκων στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις πλάκας=20.95m, πλάτος=4.75m, μήκος=0.55m

Θέση x = 0.00m, y = 8.93m, θ = 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 78.79m<sup>2</sup>  
 Αιθροισμ 0.55  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 78.79x 14.3 = 1126.7 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνετο μόνιμο Gδ= 146.7 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T1 μόνιμο Gκ= 1273.4 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

Ισόγειο

T7

Διαστάσεις πλάκας=20.95m, πλάτος=4.75m, μήκος=0.55m

Θέση x = 0.00m, y = 0.28m, θ = 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 77.56m<sup>2</sup>  
 Αιθροισμ 0.55  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 77.56x 14.3 = 1109.1 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνετο μόνιμο Gδ= 146.7 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T2 μόνιμο Gκ= 1255.8 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

Ισόγειο

T8

Διαστάσεις πλάκας=9.20m, πλάτος=4.75m, μήκος=0.55m

Θέση x = 0.28m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 35.17m<sup>2</sup>  
 Αιθροισμ 0.55  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 35.17x 14.3 = 502.9 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνετο μόνιμο Gδ= 0.0 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T3 μόνιμο Gκ= 502.9 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

Ισόγειο

T9

Διαστάσεις πλάκας=9.20m, πλάτος=4.75m, μήκος=0.55m

Θέση x = 20.67m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 35.26m<sup>2</sup>  
 Αιθροισμ 0.55  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 35.26x 14.3 = 504.3 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνετο μόνιμο Gδ= 0.0 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T4 μόνιμο Gκ= 504.3 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

Ισόγειο

T10

Διαστάσεις πλάκας=6.70m, πλάτος=4.75m, μήκος=0.45m

Θέση x = 4.96m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 28.85m<sup>2</sup>  
 Αιθροισμ 0.45  
 Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 28.85x 11.7 = 337.6 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κλιητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάνετο μόνιμο Gδ= 0.0 kN, κλιητό Qδ= 0.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο Gα= 0.0 kN, κλιητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T5 μόνιμο Gκ= 337.6 kN, κλιητό Qκ= 0.0 kN

Ισόγειο

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα G1= 3874 kN, κλιητά Q1= 0 kN  
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστηρίγματα, μόνιμα G2= 0 kN, κλιητά Q2= 0 kN  
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάνετα+τοίχοι), μόνιμα Gο= 3874 kN, κλιητά Qο= 0 kN  
 Συνδυασμός όρασεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xGο+1.50xQο) = 5230 kN  
 Συνδυασμός όρασεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xGο+0.30xQο) = 3874 kN  
 Ολικά ηάζα ορόφου Mo=(1.0xGο+0.3xQο)/9.81= 3874/9.81= 395 kNsec<sup>2</sup>/m



Κέντρο Μάζας ορόφου					Τόλχος	
Τόλχος	Μάζα κNsec <sup>2</sup> /m	xm	ym	x.M	y.M	Στιγμές
T6	129.8	10.48	8.93	1359.72	1158.52	1158.52
T7	128.0	10.48	0.28	1340.93	35.20	35.20
T8	51.3	0.28	4.60	14.10	235.81	235.81
T9	51.4	20.67	4.60	1062.83	236.47	236.47
T10	34.4	4.96	3.35	170.78	115.29	115.29
					3948.36	1781.30
					3948.36	1781.30

Κέντρο μάζας ορόφου x=3948.36/395.00=10.00m, y=1781.30/395.00=4.51m

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε τις μάζες ισοδύναμες των αντίστοιχων φορτίων στα κέντρα των τετράγων και υπολογισμάτων.

Υπόγειο T1

Διαστάσεις μήκος=20.95m, πλάτος=3.20m, πάχος=0.75m

Θέση x = 0.00m, y = 8.77m, θ = 0.00°, επιφάνεια τετράγων = 56.95m<sup>2</sup>

Αιθέρομη 0.75

Ισό βάρος τετράγων G1 = 56.95 x 19.5 = 1110.4 kN

Προσμετρώμε το φορτίο επί τετράγων, μόνιμο = 0.0kN/m, κλιματικό = 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π9, μόνιμο g = 3.4kN/m, κλιματικό q = 2.9kN/m, από 14.10m πλάτος 16.50m
Φορτίο από πλάκα	Π7, μόνιμο g = 2.3kN/m, κλιματικό q = 2.0kN/m, από 10.30m πλάτος 11.90m
Φορτίο από πλάκα	Π8, μόνιμο g = 3.2kN/m, κλιματικό q = 2.8kN/m, από 11.90m πλάτος 14.10m
Φορτίο από πλάκα	Π5, μόνιμο g = 2.6kN/m, κλιματικό q = 2.2kN/m, από 6.90m πλάτος 8.80m
Φορτίο από πλάκα	Π6, μόνιμο g = 2.2kN/m, κλιματικό q = 1.9kN/m, από 8.80m πλάτος 10.30m
Φορτίο από πλάκα	Π10, μόνιμο g = 2.9kN/m, κλιματικό q = 2.5kN/m, από 16.50m πλάτος 18.50m
Φορτίο από πλάκα	Π11, μόνιμο g = 3.0kN/m, κλιματικό q = 2.6kN/m, από 18.50m πλάτος 20.60m
Φορτίο από πλάκα	Π1, μόνιμο g = 6.0kN/m, κλιματικό q = 5.8kN/m, από 0.40m πλάτος 4.90m
Φορτίο από πλάκα	Π4, μόνιμο g = 2.9kN/m, κλιματικό q = 2.5kN/m, από 4.90m πλάτος 6.90m
Φορτίο από πλάκα	Α16, μόνιμο g = 2.4kN, κλιματικό q = 2.1kN σε απόσταση 14.10m
Φορτίο από πλάκα	Α18, μόνιμο g = 2.1kN, κλιματικό q = 1.9kN σε απόσταση 16.50m
Φορτίο από πλάκα	Α12, μόνιμο g = 1.6kN, κλιματικό q = 1.4kN σε απόσταση 10.30m
Φορτίο από πλάκα	Α14, μόνιμο g = 1.9kN, κλιματικό q = 1.6kN σε απόσταση 11.90m
Φορτίο από πλάκα	Α8, μόνιμο g = 2.2kN, κλιματικό q = 1.8kN σε απόσταση 6.90m
Φορτίο από πλάκα	Α10, μόνιμο g = 1.7kN, κλιματικό q = 1.5kN σε απόσταση 8.80m
Φορτίο από πλάκα	Α20, μόνιμο g = 2.3kN, κλιματικό q = 2.0kN σε απόσταση 18.50m

Συνολικό φορτίο στον τετράγων από θάμερο μόνιμο G5 = 214.1 kN, κλιματικό Q5 = 188.0 kN  
 Φορτίο από υπερκείμενο τετράγων T6 μόνιμο G6 = 1273.4 kN, κλιματικό Q6 = 0.0 kN  
 Φορτίο σε υποκείμενο τετράγων μόνιμο Gx = 2597.9 kN, κλιματικό Qx = 188.0 kN

Υπόγειο T2

Διαστάσεις μήκος=20.95m, πλάτος=3.20m, πάχος=0.75m

Θέση x = 0.00m, y = 0.38m, θ = 0.00°, επιφάνεια τετράγων = 60.39m<sup>2</sup>

Αιθέρομη 0.75

Ισό βάρος τετράγων G1 = 60.39 x 19.5 = 1177.5 kN

Προσμετρώμε το φορτίο επί τετράγων, μόνιμο = 0.0kN/m, κλιματικό = 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π15, μόνιμο g = 2.3kN/m, κλιματικό q = 2.0kN/m, από 10.30m πλάτος 11.90m
Φορτίο από πλάκα	Π16, μόνιμο g = 3.2kN/m, κλιματικό q = 2.8kN/m, από 11.90m πλάτος 14.10m
Φορτίο από πλάκα	Π17, μόνιμο g = 3.4kN/m, κλιματικό q = 2.9kN/m, από 14.10m πλάτος 16.50m
Φορτίο από πλάκα	Π18, μόνιμο g = 2.9kN/m, κλιματικό q = 2.5kN/m, από 16.50m πλάτος 18.50m
Φορτίο από πλάκα	Π19, μόνιμο g = 3.0kN/m, κλιματικό q = 2.6kN/m, από 18.50m πλάτος 20.60m
Φορτίο από πλάκα	Π13, μόνιμο g = 2.6kN/m, κλιματικό q = 2.2kN/m, από 6.90m πλάτος 8.80m
Φορτίο από πλάκα	Π14, μόνιμο g = 2.2kN/m, κλιματικό q = 1.9kN/m, από 8.80m πλάτος 10.30m
Φορτίο από πλάκα	Π3, μόνιμο g = 6.0kN/m, κλιματικό q = 5.7kN/m, από 0.40m πλάτος 4.90m
Φορτίο από πλάκα	Π12, μόνιμο g = 2.9kN/m, κλιματικό q = 2.5kN/m, από 4.90m πλάτος 6.90m
Φορτίο από πλάκα	Α11, μόνιμο g = 1.6kN, κλιματικό q = 1.4kN σε απόσταση 10.30m
Φορτίο από πλάκα	Α13, μόνιμο g = 2.1kN, κλιματικό q = 1.8kN σε απόσταση 11.90m
Φορτίο από πλάκα	Α15, μόνιμο g = 2.5kN, κλιματικό q = 2.2kN σε απόσταση 14.10m
Φορτίο από πλάκα	Α17, μόνιμο g = 2.3kN, κλιματικό q = 2.0kN σε απόσταση 16.50m
Φορτίο από πλάκα	Α19, μόνιμο g = 2.4kN, κλιματικό q = 2.0kN σε απόσταση 18.50m
Φορτίο από πλάκα	Α7, μόνιμο g = 2.1kN, κλιματικό q = 1.7kN σε απόσταση 6.90m
Φορτίο από πλάκα	Α9, μόνιμο g = 1.7kN, κλιματικό q = 1.5kN σε απόσταση 8.80m

Ευνοϊκό φορτίο στον τοίχο από δάνεζο πόβιπο G5= 219.1 kN, κιβητό Q5= 190.9 kN  
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T7 πόβιπο G6= 1255.8 kN, κιβητό Q6= 0.0 kN  
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόβιπο Gx= 2652.4 kN, κιβητό Qx= 190.9 kN

Υπόγειο T3

Διαστάσεις ηθήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος= 0.75m

έσση x= 0.38m, y= 0.00m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 26.98m<sup>2</sup>

Λιθοδόμη 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 26.98x 19.5= 526.2 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόβιπο= 0.0kN/m κιβητό= 0.0kN/m

Π3, πόβιπο g= 1.5kN/m, κιβητό q= 1.5kN/m, από 0.40m πέχρη 3.30m

Π2, πόβιπο g= 3.7kN/m, κιβητό q= 3.2kN/m, από 3.30m πέχρη 5.90m

Π1, πόβιπο g= 1.6kN/m, κιβητό q= 1.5kN/m, από 5.90m πέχρη 8.80m

Α1, πόβιπο G= 40kN, κιβητό Q= 30kN σε απόσταση 3.30m

Α2, πόβιπο G= 40kN, κιβητό Q= 30kN σε απόσταση 5.90m

Ευνοϊκό φορτίο στον τοίχο από δάνεζο πόβιπο G5= 98.5 kN, κιβητό Q5= 76.9 kN  
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T8 πόβιπο G6= 502.9 kN, κιβητό Q6= 0.0 kN  
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόβιπο Gx= 1127.6 kN, κιβητό Qx= 76.9 kN

Υπόγειο T4

Διαστάσεις ηθήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος= 0.75m

έσση x= 20.58m, y= 0.00m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 26.62m<sup>2</sup>

Λιθοδόμη 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 26.62x 19.5= 519.1 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόβιπο= 0.0kN/m κιβητό= 0.0kN/m

Π19, πόβιπο g= 4.9kN/m, κιβητό q= 4.7kN/m, από 0.40m πέχρη 4.60m

Π11, πόβιπο g= 4.9kN/m, κιβητό q= 4.7kN/m, από 4.60m πέχρη 8.80m

Α6, πόβιπο G= 34kN, κιβητό Q= 7kN σε απόσταση 4.60m

Ευνοϊκό φορτίο στον τοίχο από δάνεζο πόβιπο G5= 75.1 kN, κιβητό Q5= 46.4 kN  
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T9 πόβιπο G6= 504.3 kN, κιβητό Q6= 0.0 kN  
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόβιπο Gx= 1098.5 kN, κιβητό Qx= 46.4 kN

Υπόγειο T5

Διαστάσεις ηθήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος= 0.60m

έσση x= 4.95m, y= 0.00m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 29.44m<sup>2</sup>

Λιθοδόμη M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 29.44x 15.6= 459.3 kN

Πραγματικό φορτίο επί τοίχου, πόβιπο= 0.0kN/m κιβητό= 0.0kN/m

Π3Π12, πόβιπο g= 7.9kN/m, κιβητό q= 6.7kN/m, από 0.40m πέχρη 3.30m

Π2Π12, πόβιπο g= 9.5kN/m, κιβητό q= 8.2kN/m, από 3.30m πέχρη 4.60m

Π2Π14, πόβιπο g= 9.5kN/m, κιβητό q= 8.2kN/m, από 4.60m πέχρη 5.90m

Π1Π14, πόβιπο g= 7.9kN/m, κιβητό q= 6.8kN/m, από 5.90m πέχρη 8.80m

Α1, πόβιπο G= 40kN, κιβητό Q= 30kN σε απόσταση 3.30m

Α3, πόβιπο G= 32kN, κιβητό Q= 7kN σε απόσταση 4.60m

Α2, πόβιπο G= 40kN, κιβητό Q= 30kN σε απόσταση 5.90m

Ευνοϊκό φορτίο στον τοίχο από δάνεζο πόβιπο G5= 182.5 kN, κιβητό Q5= 127.5 kN  
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T10 πόβιπο G6= 337.6 kN, κιβητό Q6= 0.0 kN  
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο πόβιπο Gx= 979.4 kN, κιβητό Qx= 127.5 kN

Υπόγειο

Ευνοϊκά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, πόβιπα G1= 4582 kN, κιβητά Q1= 630 kN  
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλάρια, πόβιπα G2= 617 kN, κιβητά Q2= 184 kN  
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάνεζα+τοίχοι), πόβιπα G0= 5199 kN, κιβητά Q0= 814 kN  
 Ευνοιασμός δόρατων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xG0+1.50xQ0)= 8240 kN  
 Ευνοιασμός δόρατων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xG0+0.30xQ0)= 5443 kN  
 Ολικά ηάζα ορόφου Mo=(1.0xG0+0.3xQ0)/9.81= 5443/9.81= 555 kNsec<sup>2</sup>/m

ΕΒΕΛΗΧΟΞ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ "ΠΑΝΑΓΕΙΟ ΑΘΩΤΙΚΟ ΝΟΒΟΚΟΜΕΙΟ" ΦΟΡΤΙΟ ΕΠΙΛΟΓ

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ (ΕΛΚ 3.5)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν τα ακριβή οριζοντιώδη και κάθετα φορτία των τοίχων, σε οριζοντιώδη συνάρτηση. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζοντιών προβάδων σχετικής μετατόπισης του πλάτους και κάθετα φορτίου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επιπλέον ορθογώνια στοιχεία (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Για κάθε τοίχο υπολογίζεται και η προσεγγιστική οριζοντιώδη ακαμψία (Χωρίς ανοίγματα)  $= 1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

## ΠΕΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Σεισμική Ζώνη II α=0.24g

Κατηγορία Εδάφους I T1=0.20sec T2=0.80sec

Συνολική Πλάτος Κτιρίου Z4 γι=1.30

Αντισεισμική q=2.0 ΕΛΚ 2.3.5 και Π.ν. 2.6

Συντελεστής Σεισμικότητας θ=1.00

Διορθωτικός συντ. απόβραση η=1.00 ΕΛΚ 2.3.1[2] και Π.ν. 2.8

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (προσεγγιστική ΕΛΚ 3.5.2)  $T=0.09 \cdot H \cdot (H/L)^{1/2} \cdot (1/L)^{1/2} = 0.08sec$ Μέγιστη οριζοντιώδη επιτάχυνση σεισμού  $Rd(T)=\alpha \cdot g \cdot \gamma \cdot I \cdot \eta \cdot \rho \cdot q = 0.24 \cdot 1.30 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot 2.00g = 0.390g$ Δυναμική πλάκα κατασκευής = ( 395+ 555) = 950 kNsec<sup>2</sup>/m

Τέμνουσα βάρη Vo = 950x0.390x9.81 = 3635 kN

## ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ (ΕΛΚ 3.5.1) ΩΣ ΣΕ ΚΑΝΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ.

(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου βάρης και έλκευσης κανονιστικής κτιρίου)

Ορόφος Μάζα [kNsec<sup>2</sup>/m] Ζ1 [m] m. Ζ1 οριζοντιώδη δύναμη F1 [kN]

Ισόγειο 395.00 7.95 3140.25 3635x3140.2 / 4916.25 = 2321.90

Υπόγειο 555.00 3.20 1776.00 3635x1776.0 / 4916.25 = 1313.10

συνολικά 950.00 4916.25 3635.00

## Διάρθρωση πλησιέστερο στη στέγη 0.8H (ΕΛΚ 3.3.3[2]), το διάρθρωση Ισόγειο

Ελαστικός έζονας κτιρίου (ΕΛΚ 3.3.3[2]) στο ρο x=10.25[m], γ=4.71[m]

Ακολουθώντας βελτιστοποιημένη, αναλυτική σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με την σχετική ακαμψία τους που υπολογίζεται με ανάλογη πεπερασμένων στοιχείων για κάθε τοίχο.

## Ισόγειο T6

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Υπολογισμός οριζοντιών ακαμψιών τοίχων στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 280 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κέντρο 9x36 κόμβων, συνολικά 324 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχων από ανάλογη με πεπερασμένα στοιχεία K=1.855 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.589 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx=1.855 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απόδοσης της φασματικής μέθοδου (ΕΛΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό έζονα κτιρίου ex=0.23[m], ey=4.22[m]

## Οριζοντιώδη Δύναμη Fx

Σεισμός x-x= 2321.90x 1.855/ 3.621+ 4.22x 3307x 1.855/ 265.525= 1286.96[kN]

Σεισμός y-y= 0.00x 1.855/ 3.621+ 4.22x 1753x 1.855/ 265.525= 51.67[kN]

## Οριζοντιώδη Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 0.000/ 2.377+ 0.23x 3307x 0.000/ 265.525= 0.00[kN]

Σεισμός y-y= 2321.90x 0.000/ 2.377+ 0.23x 1753x 0.000/ 265.525= 0.00[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΛΚ 3.5.3[1])

(expFx)<sup>2</sup> = 1286.96<sup>2</sup> + 51.67<sup>2</sup>, expFx= 1288.00 [kN](expFy)<sup>2</sup> = 0.00<sup>2</sup> + 0.00<sup>2</sup>, expFy= 0.00 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΛΚ 3.5.3[4])

maxFx= 1286.96+0.30x 51.67= 1302.46 [kN]

maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζοντιώδη δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1302.46 kN



Στοιχικές συνθήκες βάσει ανάλυσης μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=10.43[m]$ ,  $e_y=0.11[m]$ Οριζόντια δύναμη  $F_x$ 

Στοιχος x-x= 2321.90x 0.000/ 3.621+ 0.11x 3307x 0.000/ 265.525= 0.00[kN]  
Στοιχος y-y= 0.00x 0.000/ 3.621+ 0.11x 1753x 0.000/ 265.525= 0.00[kN]

Οριζόντια δύναμη  $F_y$ 

Στοιχος x-x= 0.00x 1.008/ 2.377+10.43x 3307x 1.008/ 265.525= 130.93[kN]  
Στοιχος y-y= 2321.90x 1.008/ 2.377+10.43x 1753x 1.008/ 265.525= 1054.03[kN]

Επαληθεύονται συνθήκες κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, expF_x = 0.00 [kN]$  $(expF_y)^2 = 130.93^2 + 1054.03^2, expF_y = 1062.14 [kN]$ 

Επαληθεύονται συνθήκες σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 0.00+0.30x 0.00 = 0.00 [kN]$  $maxF_y = 1054.03+0.30x 130.93 = 1093.31 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1093.31 kN$ 

Τόλαιο

T10

Διαστάσεις μήκος= 6.70m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.45m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαψίλας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κώνωρο 9x12 κόμβων, συνολικά 108 κόμβοι.

Ακαψίλα τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία  $K=0.670 GN/m$ 

Προσαρμοστική ακαψίλα (Χωρίς ανοιγμάτα) = 0.818 GN/m

Ακαψίλα κατά x-x  $K_x=0.000 GN/m$ , κατά y-y  $K_y=0.670 GN/m$ 

Στοιχικές συνθήκες βάσει ανάλυσης μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=5.28[m]$ ,  $e_y=1.36[m]$ Οριζόντια δύναμη  $F_x$ 

Στοιχος x-x= 2321.90x 0.000/ 3.621+ 1.36x 3307x 0.000/ 265.525= 0.00[kN]  
Στοιχος y-y= 0.00x 0.000/ 3.621+ 1.36x 1753x 0.000/ 265.525= 0.00[kN]

Οριζόντια δύναμη  $F_y$ 

Στοιχος x-x= 0.00x 0.670/ 2.377+ 5.28x 3307x 0.670/ 265.525= 44.10[kN]  
Στοιχος y-y= 2321.90x 0.670/ 2.377+ 5.28x 1753x 0.670/ 265.525= 677.85[kN]

Επαληθεύονται συνθήκες κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, expF_x = 0.00 [kN]$  $(expF_y)^2 = 44.10^2 + 677.85^2, expF_y = 679.28 [kN]$ 

Επαληθεύονται συνθήκες σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 0.00+0.30x 0.00 = 0.00 [kN]$  $maxF_y = 677.85+0.30x 44.10 = 691.08 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=691.08 kN$ 

Κέντρο Διείλησης (ΚΔ)

Τόλχος	Kx [GN/m]	Ky [GN/m]	x [m]	y [m]	x.Ky	y.Kx	x².Ky	y².Kx
T6	1.855	0.000	10.48	8.93	0.000	16.556	0.000	147.761
T7	1.766	0.000	10.48	0.28	0.000	0.486	0.000	0.134
T8	0.000	0.699	0.28	4.60	0.192	0.000	0.053	0.000
T9	0.000	1.008	20.67	4.60	20.840	0.000	430.875	0.000
T10	0.000	0.670	4.96	3.35	3.325	0.000	16.500	0.000
Σύνολα								
	3.621 [GN/m]	2.377 [GN/m]			24.357	17.042	447.428	147.895

Κέντρο διείλησης  $x=24.357/2.377=10.25 m$ ,  $y=17.042/3.621=4.71 m$ Στην επιλεγμένη οριζόντια οριζόντια  $I_p=447.428+147.895-10.25^2 \times 2.377-4.71^2 \times 3.621=265.525 [GNm]$

ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ ΕΚΚΕΝΤΡΙΩΣ ΟΡΘΟΥ (ΕΑΚ 3.3.1)  $ex=0.05 \times 20.95=1.05$  [m],  $ey=0.05 \times 9.20=0.46$  [m]Σημειώσεις: Η μέγιστη εκκεντρότητα του ορθού είναι  $ex=1.05$  [m] και  $ey=0.46$  [m]. Η μέγιστη απόσταση του ορθού από τον άξονα είναι  $ex=1.05$  [m] και  $ey=0.46$  [m].

Οι περιπτώσεις που ο ορθός είναι εκκεντρωμένος, η μέγιστη απόσταση του ορθού από τον άξονα είναι  $ex=1.05$  [m] και  $ey=0.46$  [m]. Η μέγιστη απόσταση του ορθού από τον άξονα είναι  $ex=1.05$  [m] και  $ey=0.46$  [m].

Η μέγιστη απόσταση του ορθού από τον άξονα είναι  $ex=1.05$  [m] και  $ey=0.46$  [m]. Η μέγιστη απόσταση του ορθού από τον άξονα είναι  $ex=1.05$  [m] και  $ey=0.46$  [m].

Μέγιστη απόσταση ορθού από τον άξονα  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]Μέγιστη απόσταση ορθού από τον άξονα  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]Μέγιστη απόσταση ορθού από τον άξονα  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]Μέγιστη απόσταση ορθού από τον άξονα  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]Μέγιστη απόσταση ορθού από τον άξονα  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΗΣ ΠΟΛΙΤΙΚΗΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΜΕΣΗΣ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

α) ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΗΣ ΠΟΛΙΤΙΚΗΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΜΕΣΗΣ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

Περιγραφή ορθού:  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]Παράμετροι ορθού:  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]Αξονοκέντρο ορθού:  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]Πρόβλεψη απόστασης ορθού από τον άξονα:  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]

Β, γ) ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΗΣ ΠΟΛΙΤΙΚΗΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΜΕΣΗΣ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ

Η ορθότητα είναι η απόσταση ορθού από τον άξονα:  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]

Βασικά στοιχεία ορθού ΕΑΚ 3.5.1.4] Β. γ

Υπόμνημα

Διαστάσεις ορθού:  $ex=1.05$  [m],  $ey=0.46$  [m]

Ο ορθός ορίζεται ως 416 ορθογώνιο με μήκος 477 κ.μ.

Οι κ.μ. είναι σε κλίμακα 1:50, σύμφωνα με το σχέδιο.

Ακμή ορθού από άξονα με περσίδα Κ=5.369 GN/m

Προσαρμογή ακμής (χρ. 3.3.3 GN/m)

Ακμή ορθού κατά x-x Κ=5.369 GN/m, κατά y-y Κ=0.000 GN/m

Προσαρμογή ορθού με βάση το σχέδιο (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητα ορθού από άξονα  $ex=0.23$  [m],  $ey=4.07$  [m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχείο x-x = 3635.00x / 5.369 / 12.592 + 4.07x 5252x 5.369 / 832.562 = 1687.68 [kN]

Στοιχείο y-y = 0.00x 5.369 / 12.592 + 4.07x 2616x 5.369 / 832.562 = 68.63 [kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχείο x-x = 0.00x 0.000 / 8.669 + 0.23x 5252x 0.000 / 832.562 = 0.00 [kN]

Στοιχείο y-y = 3635.00x 0.000 / 8.669 + 0.23x 2616x 0.000 / 832.562 = 0.00 [kN]

Επαληθεύει ορθότητα ορθού κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3.1)]

(expF<sub>x</sub>)<sup>2</sup> = 1687.68<sup>2</sup> + 68.63<sup>2</sup>, expF<sub>y</sub> = 1689.08 [kN](expF<sub>y</sub>)<sup>2</sup> = 0.00<sup>2</sup> + 0.00<sup>2</sup>, expF<sub>x</sub> = 0.00 [kN]

Επαληθεύει ορθότητα ορθού σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3.4)]

maxF<sub>x</sub> = 1687.68 + 0.30x 0.00 = 1708.27 [kN]maxF<sub>y</sub> = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του ορθού F=1708.27 kN

## Υπόγειο

T2

Διαστάσεις ηρώας: 20.95m, ύψος: 3.20m, πάχος: 0.75m  
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα με περσμονέματα στοιχείων.

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με περσμονέματα στοιχείων K = 6.489 GN/m

Προσαρμοστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.333 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx = 6.489 GN/m, κατά y-y Ky = 0.000 GN/m

Στοιχείο βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώσεις τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=0.23[m], ey=4.33[m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχος x-x = 3635.00x 6.489 / 12.592 + 4.33x 5252x 6.489 / 832.562 = 2050.49[kN]

Στοιχος y-y = 0.00x 6.489 / 12.592 + 4.33x 2616x 6.489 / 832.562 = 88.31[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχος x-x = 0.00x 0.000 / 8.669 + 0.23x 5252x 0.000 / 832.562 = 0.00[kN]

Στοιχος y-y = 3635.00x 0.000 / 8.669 + 0.23x 2616x 0.000 / 832.562 = 0.00[kN]

Επαλληλία στοιχείων δύναμης κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

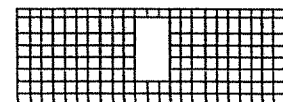
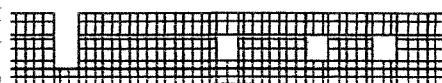
(expFx)z = 2050.49x + 88.31x, expFy = 0.00x + 0.00x [kN]

Επαλληλία στοιχείων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx = 2050.49 + 0.30x 88.31 = 2076.98 [kN]

maxFy = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά ηρώα του τοίχου F=2076.98 kN



## Υπόγειο

T3

Διαστάσεις ηρώας: 9.20m, ύψος: 3.20m, πάχος: 0.75m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα με περσμονέματα στοιχείων.

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με περσμονέματα στοιχείων K = 2.778 GN/m

Προσαρμοστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.119 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx = 0.000 GN/m, κατά y-y Ky = 2.778 GN/m

Στοιχείο βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώσεις τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=9.87[m], ey=0.11[m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχος x-x = 3635.00x 0.000 / 12.592 + 0.11x 5252x 0.000 / 832.562 = 0.00[kN]

Στοιχος y-y = 0.00x 0.000 / 12.592 + 0.11x 2616x 0.000 / 832.562 = 0.00[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχος x-x = 0.00x 2.778 / 8.669 + 9.87x 5252x 2.778 / 832.562 = 173.01[kN]

Στοιχος y-y = 3635.00x 2.778 / 8.669 + 9.87x 2616x 2.778 / 832.562 = 1251.00[kN]

Επαλληλία στοιχείων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

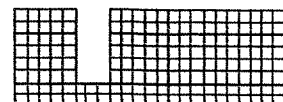
(expFx)z = 0.00x + 0.00x, expFy = 173.01x + 1251.00x [kN]

Επαλληλία στοιχείων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00 [kN]

maxFy = 1251.00 + 0.30x 173.01 = 1302.91 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά ηρώα του τοίχου F=1302.91 kN



## Υπόγειο

T4

Διαστάσεις ηρώας: 9.20m, ύψος: 3.20m, πάχος: 0.75m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα με περσμονέματα στοιχείων.

Οι κόμβοι είναι σε κλίμακα 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με περσμονέματα στοιχείων K = 2.732 GN/m

Προσαρμοστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.119 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx = 0.000 GN/m, κατά y-y Ky = 2.732 GN/m



Στοιχείς βυθιστές βάσει απόδοσης/μείωσης φασματικής ηρεμίας (ΕΑΚ 3.5)  
Εκκεντρώσεις τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=10.33[m]$ ,  $ey=0.11[m]$   
Οριζόντια δύναμη  $F_x$   
Στοιχος x-x=  $3635.00x/0.000/12.592+0.11x$   $5252x/0.000/832.562=$   $0.00[kN]$   
Στοιχος y-y=  $0.00x/0.000/12.592+0.11x$   $2616x/0.000/832.562=$   $0.00[kN]$   
Οριζόντια δύναμη  $F_y$   
Στοιχος x-x=  $0.00x/2.732/8.669+10.33x$   $5252x/2.732/832.562=$   $178.00[kN]$   
Στοιχος y-y=  $3635.00x/2.732/8.669+10.33x$   $2616x/2.732/832.562=$   $1234.20[kN]$   
Επαγόμενη σεισμικών βυθισμών κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])  
 $(expfx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$ ,  $expfx = 0.00[kN]$   
 $(exfy)^2 = 178.00^2 + 1234.20^2$ ,  $exfy = 1246.97[kN]$   
Επαγόμενη σεισμικών βυθισμών σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])  
 $maxfx = 0.00+0.30x$   $0.00[kN]$   
 $maxfy = 1234.20+0.30x$   $178.00[kN]$   
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1287.60[kN]$

Υπόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=9.20m, ύψος=3.20m, πάχος=0.60m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπρασμένα στοιχεία.  
Οι κόμβοι είναι σε κέντρο 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.  
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπρασμένα στοιχεία  $K=2.753$  GN/m  
Προσεγγιστική ακαμψία (χρόνος απολύματα) =  $2.495$  GN/m  
Ακαμψία κατά x-x  $Kx=0.000$  GN/m, κατά y-y  $Ky=2.753$  GN/m

Στοιχείς βυθιστές βάσει απόδοσης/μείωσης φασματικής ηρεμίας (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώσεις τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=5.30[m]$ ,  $ey=0.11[m]$ Οριζόντια δύναμη  $F_x$ Στοιχος x-x=  $3635.00x/0.000/12.592+0.11x$   $5252x/0.000/832.562=$   $0.00[kN]$ Στοιχος y-y=  $0.00x/0.000/12.592+0.11x$   $2616x/0.000/832.562=$   $0.00[kN]$ Οριζόντια δύναμη  $F_y$ Στοιχος x-x=  $0.00x/2.753/8.669+5.30x$   $5252x/2.753/832.562=$   $92.00[kN]$ Στοιχος y-y=  $3635.00x/2.753/8.669+5.30x$   $2616x/2.753/832.562=$   $1200.17[kN]$ 

Επαγόμενη σεισμικών βυθισμών κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expfx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$ ,  $expfx = 0.00[kN]$  $(exfy)^2 = 92.00^2 + 1200.17^2$ ,  $exfy = 1203.69[kN]$ 

Επαγόμενη σεισμικών βυθισμών σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxfx = 0.00+0.30x$   $0.00[kN]$  $maxfy = 1200.17+0.30x$   $92.00[kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1227.77[kN]$ 

Κείμενο Διάτμησης ορόφου (kN)									
Τοίχος	Kx [GN/m]	Ky [GN/m]	x [m]	y [m]	x.Ky	y.Kx	x <sup>2</sup> .Ky	y <sup>2</sup> .Kx	
T1	5.369	0.000	10.48	8.77	0.000	47.113	0.000	0.000	413.416
T2	6.489	0.000	10.48	0.38	0.000	2.433	0.000	0.000	0.913
T3	0.000	2.778	0.38	4.60	1.042	0.000	0.391	0.000	0.000
T4	0.000	2.732	20.58	4.60	56.211	0.000	1156.539	0.000	0.000
T5	0.000	2.753	4.95	4.60	13.627	0.000	67.455	0.000	0.000
T6	0.000	0.099	8.72	4.57	0.862	0.452	7.518	2.065	2.065
T7	0.099	0.165	11.90	4.65	1.961	2.129	23.337	9.898	9.898
T8	0.099	0.099	16.50	4.67	1.631	0.462	26.919	2.156	2.156
Συνολικά									
	12.592 [GN/m]	8.669 [GN/m]			75.869	52.954	1289.093	430.143	

Κείμενο Διάτμησης x= 75.869/ 8.669= 8.75 m , y= 52.954/12.592= 4.21 m

Στοιχιακή ακαμψία ορόφου  $I_p=1289.093+430.143-8.75^2x8.669-4.21^2x12.592=832.562[GNm]$

Τυχηματικές εκκεντρόνιες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1)  $e_{ix}=0.05 \times 20.95=1.05$  [m],  $e_{iy}=0.05 \times 9.20=0.46$  [m]  
Στατικές εκκεντρόνιες  $e_{ox}=9.98-10.25=-0.26$  [m],  $e_{oy}=4.53-4.71=-0.17$  [m]  
Οι περιόδους τοίχου έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])  
Οι κλίσεις διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y.  
Το κτίριο δεν έχει σιδηρική ευαίσθητα (ΕΑΚ Ε3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε  
Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρόνιες λαμβάνονται ως:  
 $e_{ix}=1.50 \times 0.26=-0.40$  [m],  $e_{ix}=0.50 \times 0.26=-0.13$  [m],  $e_{iy}=1.50 \times 0.17=-0.26$  [m],  $e_{iy}=0.50 \times 0.17=-0.09$  [m]  
Εκκεντρόνιες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])  
 $max_{ex}=-0.13+1.05=0.92$  [m],  $min_{ex}=-0.40-1.05=-1.44$  [m]  
 $max_{ey}=-0.09+0.46=0.37$  [m],  $min_{ey}=-0.26-0.46=-0.72$  [m]  
Μέγιστες σιδηρικές ποσές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρόνιες  $max_{ex}$  και  $min_{ey}$   
Φόρτιση κατά x-x  $max_{mx}=1.44 \times 3635=5252$  [kNm]  
Φόρτιση κατά y-y  $max_{my}=0.72 \times 3635=2616$  [kNm]  
Προεγλυσιτική σχετική οριζόντια μετατόμιση ορόφου  $\Delta x=0.001 \times 3635.0/8.669=0.289$  mm  
Προεγλυσιτική σχετική οριζόντια μετατόμιση ορόφου  $\Delta y=0.001 \times 3635.0/8.669=0.419$  mm

## Ελέγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Ελέγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.4[4] α

Περιγραφή ορόφου  $min_{x}=0.00$  m,  $max_{x}=20.95$  m,  $min_{y}=0.00$  m,  $max_{y}=9.20$  mΠαρεπές κτιρίου  $L_x=20.95$  m,  $L_y=9.20$  mΛόγος  $20.95/9.20=2.28 < 4$  ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.4[4].1

Πρόβλεψη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β,γ) Ελέγχος μεταβολής διακαμψίας και μέγας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.4[4] β,γ.

Η οριζοντιή είναι μονότονος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

διακαμψίας και μέγας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.4[4] β,γ

## ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΥΠΕΙΡΕΤΗΡΙΟ ΚΤΙΡΙΩΝ (Ευρω-6, 4)

Οι ελλείψεις των τοίχων λήνται στην οπτική κατάσταση στοίχας βάσει του Ευρωπαϊκού 6, κεφ 4. Ο συνδυασμός φορτίσεων που ελέγχονται είναι:

- α)  $E_{\text{ελλείψεις}} \text{ σε αξονικό φορτίο για φόρτιση } 1.35xg+1.50xq$ ,  $N_{\text{sd}} < N_{\text{rd}}$  Ευρω-6 4.4.2  
β)  $E_{\text{ελλείψεις}} \text{ σε αξονικό φορτίο για φόρτιση } 1.0xg+0.30xq+2.0xq$ ,  $N_{\text{sd}} < N_{\text{rd}}$  Ευρω-6 4.4.2  
γ)  $E_{\text{ελλείψεις}} \text{ σε διάτμηση για φόρτιση } 1.0xg+0.30xq+2.0xq$ ,  $V_{\text{sd}} < V_{\text{rd}}$  Ευρω-6 4.5.3  
Επόμενος ελέγχος ελέγχος λήνται ελέγχος λήνται  $hef/tef < 27$  Ευρω-6 4.4.6.

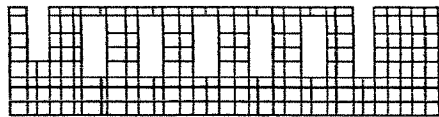
και ελέγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών Ευρω-6 4.4.8  
Γίνονται επίσης ελέγχος γεωμετρικών παραμέτρων, πλάτος, λυγρότητα, ύψος προς πλάτος

σε κάθε περίπτωση το φορτίο σχεδιασμού  $N_{\text{sd}}$ , ή  $V_{\text{sd}}$  προσαρμόζονται σαν φορτίο ανά μονάδα πλάτους από τις ακριβείς ηγείες που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών  $\phi$  και  $\psi$  υπολογίζονται με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρω-6 4.4.3

Οι ποσές  $M$  στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πλάκων (Ευρω-6 Παράρτ.1) Η εκκεντρότητα  $e$  υπολογίζεται από την πραγματική ηγείαση οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού Το μήκος λυγισμού υπολογίζεται (Ευρω-6 4.4.4.3) λαμβάνοντας υπόψη την περική ή ολική πλάκωση στην κορυφή και βάση του τοίχου. Για τις κατακόρυφες παρτές λόγω βάσης ή ανωλύτων στοιχείων

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.75m, πλάτος=0.55m

Τ6



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρω-6, Πινάκ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $hef=pxh=0.75x4.75=3.56$  m (Ευρω-6, 4.4.4.3)  
Λυγρότητα  $hef/tef=3.56/0.55=6.48 < 27$  επιδέξι (Ευρω-6, 4.4.6)

Παρατηρείς βέβαιον κριτήριο εφάρμογης Ευρωπαϊκού

Διαζώματική τοιχοποιία

Πλάτος τοίχου=0.550 > 0.240 m ( επιδέξι)  
Λυγρότητα  $\gamma=6.48 < 15$  ( επιδέξι)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L=4.75/20.95=0.23 < 3.0$  ( επιδέξι)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρω-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i=(1.35x146.7+1.50x0.0)/20.95=9.45$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη ιδέα σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd}=0.001x9.45/0.55=0.017$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου βάσης ή σε ύψος στην κορυφή  $M_i/N_i=0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{hi}=0.0000$  m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6 4.4.7.2)  $es=hef/450=3.56/450=0.00792$  m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6 4.4.3)  $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+es=0.00000+0.00000+0.00792=0.00792$  m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρω-6, 4.4.3)  $\phi_i=1-2e_i/tef=1-2x0.00792/0.55=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_i \times M \times \gamma_M=1000x0.90x0.55x4.51/2.20=1015.9$  kN/m

$N_{sd} < N_{rd}$  9.5 < 1015.9=Ν<sub>rd</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οπτική κατάσταση στοίχας

Ελέγχος αντοχής στο μέσο τοίχο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο τοίχο  $N_m=(9.45+0.40x1.35x1126.7/20.95)=38.49$  kN/m  
Μέση κατακόρυφη ιδέα σχεδιασμού στο μέσο τοίχο  $\sigma_{sd}=0.001x38.49/0.55=0.070$  N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου βάσης στο μέσο τοίχο  $M_m/N_m=0.20x0.0000x9.5/38.5=0.00000$  m

Εκκεντρότητα στο μέσο τοίχο λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{hm}=0.00000$  m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6 4.4.7.2)  $es=hef/450=3.56/450=0.00792$  m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $em=(M_m/N_m)+e_{hm}+es=0.00000+0.00000+0.00792=0.00792$  m

Η λυγρότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρω-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω εφύφισής  $ek=0$

Εκκεντρότητα στο μέσο τοίχο (Ευρω-6 4.4.3)  $em=em+ek=0.00792+0.00000=0.00792$  m

Ελέγχος αντοχής στο μέσο τοίχο (Ευρω-6, 4.4.3)  $em=0.05te=0.05x0.55=0.02750$  m

Μειωτικός συντελεστής στο μέσο τοίχο (Ευρω-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2em/te=1-2x0.027/0.55=0.90$

$Nsd = 137.1 < 1015.9 = Ntd$  Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας  
 $Vtd = 1000 \times 0.367 \times 0.55 / 2.20 = 91.8 \text{ KN/m}$

Τιμή σχεδιασμού ατοχής έλξης  $Fvk = 0.70 \times (0.150 + 0.4 \times 0.937) = 0.367 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max Fvk = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $Fvk = 0.367 \text{ N/mm}^2$   
 Χαρακτηριστική διατμητική ατοχή  $Ftk = 0.70 \times (Ftk0 + 0.4 \times \sigma_d) = 0.367 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_d = 0.937$   
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού έλξης  $Ftd = 1000 \times 0.55 \times 0.260 = 142.8 \text{ KN/m}$   
 Ισχύει  $Ftd < Ftk$  και η αντοχή είναι επαρκής  
 (Η μέγιστη τιμή που προκύπτει από την επεξεργασία στοιχείων είναι για περίοδους  
 Μεγιστή τιμή  $Ftd = 142.8 \text{ KN/m}$  και  $Ftk = 1.000 \text{ N/mm}^2$ )

**Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xg+2.20xg (Ευρωκ-6, 4.4.3)**

$Nsd = 515.2 < 1015.9 = Ntd$  Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας  
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού  $Ftd = 1000 \times 0.55 \times 0.937 = 515.2 \text{ KN/m}$   
 Ισχύει  $Ftd < Ftk$  και η αντοχή είναι επαρκής  
 (Η μέγιστη τιμή που προκύπτει από την επεξεργασία στοιχείων είναι για περίοδους  
 Μεγιστή τιμή  $Ftd = 515.2 \text{ KN/m}$  και  $Ftk = 1.000 \text{ N/mm}^2$ )  
 Κατακόρυφο φορτίο  $Ftd = 515.2 \text{ KN/m}$   
 Μέγιστος συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2 \times 0.0275 / 0.55 = 0.90$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e = M / N + e_{\text{inh}} = 0.00000 + 0.00098 + 0.00792 = 0.00889 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e = h \times 0.45 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στην βάση  $e_{\text{hi}} = 0.00098 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M / N = 0.00000 \times 7.0 / 60.8 = 0.00000 \text{ m}$   
 Μέση κατακόρυφη τιμή σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_d = 0.001 \times 60.8 / 0.55 = 0.111 \text{ N/mm}^2$   
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N = (1.00 \times 1273.4 + 0.30 \times 0.0) / 20.95 = 60.78 \text{ KN/m}$   
 Μέγιστος συντελεστής στο ηεαίο πέδιλο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2 \times 0.027 / 0.55 = 0.90$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στο ηεαίο πέδιλο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e = e_{\text{inh}} + e = 0.00841 + 0.00000 = 0.00841 \text{ m}$   
 Η τυχηματική είναι  $e = 0.00841 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_{\text{inh}} = (M / N) + e_{\text{inh}} = 0.00000 + 0.00049 + 0.00792 = 0.00841 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e = h \times 0.45 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στην βάση  $e_{\text{hi}} = 0.00049 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα φορτίου  $M / N = 0.00000 \times 7.0 / 28.5 = 0.00000 \text{ m}$   
 Μέση κατακόρυφη τιμή σχεδιασμού στο ηεαίο πέδιλο  $\sigma_d = 0.001 \times 28.5 / 0.55 = 0.052 \text{ N/mm}^2$   
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεαίο πέδιλο  $N = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 1126.7 / 20.95) = 28.51 \text{ KN/m}$

**Έλεγχος ατοχίας στο ηεαίο πέδιλο και βάση του τοίχου**

$Nsd = 7.0 < 1015.9 = Ntd$  Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας  
 Κατακόρυφο φορτίο  $Ftd = 1000 \times 0.55 \times 4.51 / 2.20 = 1015.9 \text{ KN/m}$   
 Μέγιστος συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2 \times 0.0275 / 0.55 = 0.90$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e = M / N + e_{\text{inh}} = 0.00000 + 0.00098 + 0.00792 = 0.00889 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e = h \times 0.45 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{\text{hi}} = 0.00098 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα φορτίου  $M / N = 0.00000 \times 7.00 / 0.55 = 0.013 \text{ N/mm}^2$   
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N = (1.00 \times 146.7 + 0.30 \times 0.0) / 20.95 = 7.00 \text{ KN/m}$

**Έλεγχος ατοχίας στην κορυφή του τοίχου**

**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xg+2.20xg (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

$Nsd = 137.1 < 1015.9 = Ntd$  Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας  
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού  $Ftd = 1000 \times 0.55 \times 0.249 = 137.1 \text{ KN/m}$   
 Ισχύει  $Ftd < Ftk$  και η αντοχή είναι επαρκής  
 (Η μέγιστη τιμή που προκύπτει από την επεξεργασία στοιχείων είναι για περίοδους  
 Μεγιστή τιμή  $Ftd = 137.1 \text{ KN/m}$  και  $Ftk = 1.000 \text{ N/mm}^2$ )  
 Κατακόρυφο φορτίο  $Ftd = 137.1 \text{ KN/m}$   
 Μέγιστος συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi = 1 - 2 \times 0.0275 / 0.55 = 0.90$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e = 0.05 \times 0.55 = 0.0275 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e = M / N + e_{\text{inh}} = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e = h \times 0.45 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στην βάση  $e_{\text{hi}} = 0.00000 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M / N = 0.00000 \times 9.5 / 82.1 = 0.00000 \text{ m}$   
 Μέση κατακόρυφη τιμή σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_d = 0.001 \times 82.1 / 0.55 = 0.149 \text{ N/mm}^2$   
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N = (1.35 \times 1273.4 + 1.50 \times 0.0) / 20.95 = 82.06 \text{ KN/m}$

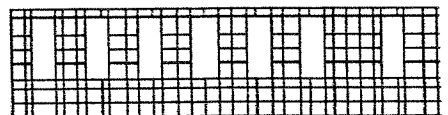
Επί των οποίων και στο τέλος των υπολογισμών των παραμορφώσεων μικρές εφεκτικές τάσεις παρατηρούνται από ελαστικές παραμορφώσεις 55x20 [mm] (τάση x ύψος cm)

με ελάχιστο οριζόντιο μήκος 4φ14 (και συνδέτηδες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

## Τόλμα

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.75m, πλάτος=0.55m

Απόσταση 0.55m  
 Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρω-6, Παράρτημα Η)  
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσπιδίων Ι (Ευρω-6, 3.1.1)  
 Ελαστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρω-6, Παράρτ. 2.3)

Μήκος λυγισμού  $\eta f = \rho x h = 0.75 \times 4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρω-6, 4.4.3)

Λυγιστική  $\eta f / t = 3.56 / 0.55 = 6.48 < 27$  επιδέει (Ευρω-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις βενικών κειμένων εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαστατική τοιχοποιία

Πλάτος τοίχου  $= 0.550 > 0.240 \text{ m}$  (επιδέει)

Λυγιστική  $\lambda = 6.48 < 15$  (επιδέει)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/20.95 = 0.23 < 3.0$  (επιδέει)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\phi_{\text{όριον}} 1.35xg + 1.50xq$  (Ευρω-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_t = (1.35 \times 146.7 + 1.50 \times 0.0) / 20.95 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 9.45 / 0.55 = 0.017 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta$  απέναντι στην κορυφή  $M_t/N_t = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta h = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6.4.4.3)  $e_t = M_t/N_t + e_h + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρω-6, 4.4.3)  $e_l = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρω-6, 4.4.3)  $\phi_t = 1 - 2e_l/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 38.04 / 0.55 = 0.069 \text{ N/mm}^2$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσο  $\sigma_{\text{δο}} = 0.20 \times 0.0000 \times 9.5 / 38.04 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta$  απέναντι στο μέσο  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.0000 \times 9.5 / 38.04 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta h = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6.4.4.3)  $e_t = M_m/N_m + e_h + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_k = 0$

Η λυγιστική είναι  $< 15$  άρα (Ευρω-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω εφύλης  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_k = 0.00792 + 0.00000 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta h = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6.4.4.3)  $e_t = M_t/N_t + e_h + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 80.92 / 0.55 = 0.147 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta$  στην κορυφή  $M_t/N_t = 0.00000 \times 9.5 / 80.92 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta h = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6.4.4.3)  $e_t = M_t/N_t + e_h + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρω-6, 4.4.3)  $e_l = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρω-6, 4.4.3)  $\phi_t = 1 - 2e_l/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού  $N_t = \phi_t \times f_k \times A = 0.90 \times 4.51 \times 1000 \times 0.90 \times 0.55 = 22.44 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 22.44 / 0.55 = 40.8 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta$  στην κορυφή  $M_t/N_t = 0.00000 \times 9.5 / 80.92 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta h = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6.4.4.3)  $e_t = M_t/N_t + e_h + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρω-6, 4.4.3)  $e_l = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρω-6, 4.4.3)  $\phi_t = 1 - 2e_l/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού  $N_t = \phi_t \times f_k \times A = 0.90 \times 4.51 \times 1000 \times 0.90 \times 0.55 = 22.44 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 22.44 / 0.55 = 40.8 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta$  στην κορυφή  $M_t/N_t = 0.00000 \times 9.5 / 80.92 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $\delta h = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2)  $e_s = \eta f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6.4.4.3)  $e_t = M_t/N_t + e_h + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρω-6, 4.4.3)  $e_l = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρω-6, 4.4.3)  $\phi_t = 1 - 2e_l/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού  $N_t = \phi_t \times f_k \times A = 0.90 \times 4.51 \times 1000 \times 0.90 \times 0.55 = 22.44 \text{ kN/m}$

ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΟΧΟΙΣ ΤΟΙΧΩΝ (Ευρω-6, 4.4.2)

ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΟΧΟΙΣ ΤΟΙΧΩΝ (Ευρω-6, 4.4.2)

Μέση κατακόρυφη δύναμη  $N_d = 1.00 \times 146.7 + 0.30 \times 0.0 = 146.7$  kN/m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

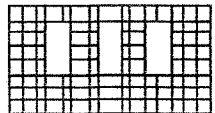
Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Εκκεντρότητα  $e = 0.013$  m

Απόδοση 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Ελπιτική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$



Επί μέρους συντελεστής σφάλας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισιοτή  $\eta = 0.75$  (Ευρωκ-6, 4.4.3)

Αντιρροπία  $\eta_{ef} = 3.56/0.55 = 6.48 < 27$  (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Αντιρροπία  $\eta_{ef} = 3.56/0.55 = 6.48 < 27$  (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Διαζώματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $\geq 0.240 \text{ m}$  (επιδέει)

Ανυψώματα  $\lambda = 6.48 < 15$  (επιδέει)

Υψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/9.20 = 0.52 < 3.0$  (επιδέει)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\phi_{01} = 1.35 \gamma + 1.50 \gamma$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 0.00 / 0.55 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{hi} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s=hef/450} = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/L = 1 - 2 \times 0.00792 / 0.55 = 0.90$

Μετακίνηση στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/L = 1 - 2 \times 0.00792 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο  $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 502.9 / 9.20) = 29.52 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσο  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 29.52 / 0.55 = 0.054 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s=hef/450} = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στο μέσο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = 0.05L = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N_i = (1.35 \times 502.9 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 73.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 73.80 / 0.55 = 0.134 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 73.80 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s=hef/450} = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στο μέσο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = 0.05L = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N_i = (1.35 \times 502.9 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 73.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 73.80 / 0.55 = 0.134 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 73.80 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s=hef/450} = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/L = 1 - 2 \times 0.00792 / 0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N_i = (1.35 \times 502.9 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 73.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 73.80 / 0.55 = 0.134 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 73.80 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{s=hef/450} = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i = (1.00 \times 0.0 + 0.30 \times 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001 \times 0.00 / 0.55 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\eta = 0$





## ΕΛΑΥΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xg (Ευρω-6, 4.4.2)

ΕΛΑΥΧΟΣ αντοχής στην κορυφή του τόχου  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν1=(1.35x 0.0+1.50x 0.0)/ 9.20= 0.00 kN/m  
Μέση κατακόρυφη ιδιανή σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 0.00/ 0.55= 0.000 N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου βάσει του Ν1/Ν1=0  
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων εhl=0.0000 m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2) es=hel/450= 3.56/450=0.00792 m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6 4.4.3) el=Ml/Ν1+ehl+es= 0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 m  
Ελκυστική εκκεντρότητα (Ευρω-6, 4.4.3) el=0.05t=0.05x0.55=0.02750 m  
Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρω-6, 4.4.3) φ1=1-2ελ/τ=1-2x0.02750/0.55=0.90  
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Νrd=φ1m.τ.fk/γM=1000x0.90x0.55x 4.51/2.20= 1015.9kN/m  
Nsд= 0.0 < 1015.9=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΑΥΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xg+3.00xg (Ευρω-6, 4.4.2)  
ΕΛΑΥΧΟΣ αντοχής στην κορυφή του τόχου  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν1=(1.00x 0.0+0.30x 0.0)/ 9.20= 0.00 kN/m  
Μέση κατακόρυφη ιδιανή σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 0.00/ 0.55= 0.000 N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση Μl/Ν1=0.00000x 0.0/ 74.00=0.00000 m  
Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων εhl=0.0000 m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2) es=hel/450= 3.56/450=0.00792 m  
Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρω-6 4.4.3) el=Ml/Ν1+ehl+es= 0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 m  
Ελκυστική εκκεντρότητα (Ευρω-6, 4.4.3) el=0.05t=0.05x0.55=0.02750 m  
Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρω-6, 4.4.3) φ1=1-2ελ/τ=1-2x0.02750/0.55=0.90  
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Νrd=φ1m.τ.fk/γM=1000x0.90x0.55x 4.51/2.20= 1015.9kN/m  
Nsд= 130.4 < 1015.9=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΑΥΧΟΣ σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xg+3.00xg (Ευρω-6, 4.4.2)  
ΕΛΑΥΧΟΣ αντοχής στην κορυφή του τόχου  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν1=(1.00x 0.0+0.30x 0.0)/ 9.20= 0.00 kN/m  
Μέση κατακόρυφη ιδιανή σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 0.00/ 0.55= 0.000 N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου βάσει του Ν1/Ν1=0  
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων εhl=0.00098 m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2) es=hel/450= 3.56/450=0.00792 m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρω-6 4.4.3) el=Ml/Ν1+ehl+es= 0.00000+0.00098+0.00792=0.00899 m  
Ελκυστική εκκεντρότητα (Ευρω-6, 4.4.3) el=0.05t=0.05x0.55=0.02750 m  
Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρω-6, 4.4.3) φ1=1-2ελ/τ=1-2x0.02750/0.55=0.90  
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους Νrd=φ1m.τ.fk/γM=1000x0.90x0.55x 4.51/2.20= 1015.9kN/m  
Nsд= 0.0 < 1015.9=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΑΥΧΟΣ αντοχής στο ηεσάτο πέλμα και βάση του τόχου  
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάτο πέλμα Νm=( 0.00+0.40x1.00x 504.3/ 9.20)= 21.93 kN/m  
Μέση κατακόρυφη ιδιανή σχεδιασμού στο ηεσάτο πέλμα σδο=0.001x 21.93/ 0.55= 0.040 N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρότητα φορτίου βάσει του ηεσάτο πέλμα Μm/Νm=0.20x0.00000x 0.0/ 21.9=0.00000 m  
Εκκεντρότητα στο ηεσάτο πέλμα λόγω οριζοντίων φορτίων εhm=0.00049 m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρω-6.4.4.7.2) es=hel/450= 3.56/450=0.00792 m  
Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία em=(Μm/Νm)+ehl+es=0.00000+0.00049+0.00792=0.00841 m  
Η ανυψότητα είναι ≤15 άρα (Ευρω-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού ek=0  
Εκκεντρότητα στο ηεσάτο πέλμα (Ευρω-6 4.4.3) em=em+ek=0.00841+0.00000=0.00841 m  
Ελκυστική εκκεντρότητα (Ευρω-6, 4.4.3) el=0.05t=0.05x0.55=0.02750 m  
Μετωικός συντελεστής στο ηεσάτο πέλμα (Ευρω-6, 4.4.3) φm=1-2em/τ=1-2x0.027/0.55=0.90

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_i = (1.00x504.3 + 0.30x0.0) / 9.20 = 54.82 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x54.82 / 0.55 = 0.100 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_i/N_i = 0.00000x0.0 / 54.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00098 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{sh}} = e_{h1}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_i/N_i + e_{h1} + e_{\text{sh}} = 0.00000 + 0.00098 + 0.00792 = 0.00889 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2x0.02750/0.55 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο ατοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{sd}} = \phi_1 \cdot N_{\text{Ed}} = 1000x0.90x0.55x4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποσβεστικά πεπερασμένα στοιχεία  $\sigma_{\text{max}} = -1.226 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοχες

τάσεων εκτός των περιόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τήνωσης ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{sd}} = 1000x0.55x0.507 = 278.8 \text{ kN/m}$

(Χαρακτηριστική διατηρητική ατοχή  $f_{\text{tk}} = 0.70x(f_{\text{tk}} + 0.4x\sigma_d)$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8))

$f_{\text{tk}} = 0.70x(0.150 + 0.4x1.226) = 0.448 \text{ N/mm}^2$ ,  $\text{max} f_{\text{tk}} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{\text{tk}} = 0.448 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού ατοχής έλκευσης  $N_{\text{sd}} = f_{\text{tk}} \cdot t \cdot \gamma_{\text{M}} = 0.448 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.55 \text{ m} = 0.246 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 278.8 > 0.246$  Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος σε διάτνηση φόρτιση  $1.00xg + 0.30xq + \text{επιρροές}$  (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτνησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{\text{max}} = 0.507 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοχες

τάσεων εκτός των περιόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τήνωσης ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{sd}} = 1000x0.55x0.507 = 278.8 \text{ kN/m}$

(Χαρακτηριστική διατηρητική ατοχή  $f_{\text{tk}} = 0.70x(f_{\text{tk}} + 0.4x\sigma_d)$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8))

$f_{\text{tk}} = 0.70x(0.150 + 0.4x1.226) = 0.448 \text{ N/mm}^2$ ,  $\text{max} f_{\text{tk}} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{\text{tk}} = 0.448 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού ατοχής έλκευσης  $N_{\text{sd}} = f_{\text{tk}} \cdot t \cdot \gamma_{\text{M}} = 0.448 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.55 \text{ m} = 0.246 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 278.8 > 0.246$  Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος τήνωσης σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος οριζόντιων εκπομπών (Εθν. Κετ. Εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πλάτος μέρους του τοίχου και στο ύψος των υποβρυχίων τοίχων παρονομαζόμενες μικρές φεζακτοειδείς τρύπες

παράγονται από σελή οριζόντιων εκπομπών  $55x20$  [πλάτος x ύψος cm]

Η ελάχιστη οριζόντια απόσταση μεταξύ των οριζόντιων εκπομπών είναι  $20$  cm

ΤΙΟ

ΤΙΟ

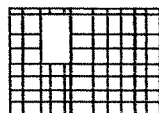
Διαστάσεις μήκος =  $6.70 \text{ m}$ , ύψος =  $4.75 \text{ m}$ , πάχος =  $0.45 \text{ m}$

Απόσταση  $0.45$

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική ατοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$



Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.35xg + 1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος ατοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i = (1.35x0.0 + 1.50x0.0) / 6.70 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x0.0 / 0.45 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου βάσης  $M_i/N_i = 0.00000x0.0 / 0.45 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{sh}} = e_{h1}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_i/N_i + e_{h1} + e_{\text{sh}} = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.45 = 0.02250 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2x0.02250/0.45 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο ατοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{sd}} = \phi_1 \cdot N_{\text{Ed}} = 1000x0.90x0.45x4.51/2.20 = 831.2 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 831.2 > 0.0$  Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_X = 1.00x$   $0.0+0.30x$   $0.0) / 6.70 = 0.00 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη δύναμη  $\sigma_{\text{μέση}} = 0.001x$   $0.00 / 0.45 = 0.000 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκλινομένη φορτίο  $\sigma_{\text{εκκλ}} = 0$   
 Εκκλινομένη δύναμη  $\sigma_{\text{εκκλ}} = 0.0098$   
 Τυχητάτη εκκλινομένη  $\sigma_{\text{εκκλ}} = 3.56/450 = 0.00792$   
 Εκκλινομένη  $\sigma_{\text{εκκλ}} = 0.00000+0.00098+0.00792 = 0.00889$   
 Ελκυστική εκκλινομένη  $\sigma_{\text{εκκλ}} = 4.4.3$   $\epsilon = 0.05 \times 0.02250 = 0.001125$   
 Μετακίνηση  $\sigma_{\text{μετ}} = 4.4.3$   $\phi = 1-2\epsilon / t = 1-2 \times 0.001125 / 0.45 = 0.99$   
 Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_X = 831.2 = \text{N/d}$   $0.0 >$   $831.2 = \text{N/d}$   $0.0 >$   $831.2 = \text{N/d}$

nsd= 101.2 > 831.2=nsd

05. 03. 77 44X101 ShX0100 10X03VT "TANANEO AMOTIKO NOZOKOMEO" AOIBILY XONEWALZIEA ZOKEVEE

## ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΧΟΛΙΚΗΣ ΣΥΜΒΟΥΛΗΣ

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ - ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΧΟΛΙΚΗΣ ΣΥΜΒΟΥΛΗΣ

Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = (1.00 \times 1.487 + 0.30 \times 1.88) / 20.95 = 73.69$  kN/mΜέση κατακόρυφη  $N_d = 73.69$  kN/mΕκκεντρίτητα  $e = 0.098$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.098$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.098$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.098$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.098$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.098$  mΚατακόρυφο φορτίο  $N_d = (73.69 + 0.40 \times 1.00 \times 1.11) / 20.95 = 94.90$  kN/mΜέση κατακόρυφη  $N_d = 94.90$  kN/mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΚατακόρυφο φορτίο  $N_d = (1.00 \times 2.597 + 0.30 \times 1.88) / 20.95 = 126.70$  kN/mΜέση κατακόρυφη  $N_d = 126.70$  kN/mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΚατακόρυφο φορτίο  $N_d = 1385.3$  kN/mΜέση κατακόρυφη  $N_d = 1385.3$  kN/mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΚατακόρυφο φορτίο  $N_d = 1385.3$  kN/mΜέση κατακόρυφη  $N_d = 1385.3$  kN/mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΚατακόρυφο φορτίο  $N_d = 1385.3$  kN/mΜέση κατακόρυφη  $N_d = 1385.3$  kN/mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  mΕκκεντρίτητα  $e = 0.0000$  m

[illegible]

Επί ηέπουρ ρυτρεγείρττς ραφάελαρ υλίκου γμ=2.20 (Ευρωκ-6, Πινακ.2.3)  
Μήκουρ λυγίωτου ηετ=pxh=0.75x 3.20=2.40 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)  
Λυγρότητα ηετ/τετ=2.40/0.75=3.20<27 ετρίξετ (Ευρωκ-6, 4.4.4.6)  
Απαίτσειρ Εθνικουρ κείμενου φαράγγτς Ευρωκώδικα  
Διαζώματτκτ τοιχοποιά  
Πάκουρ τοίχου=0.750 >=0.240 m (ετρίξετ)  
Λυγρότητα λ=3.20<=15 (ετρίξετ)  
Υψούρ/μήκουρ τοίχου h/L= 3.20/20.95= 0.15<=3.0 (ετρίξετ)  
Ελγέλουρ ρε κατακόρυφου φορίου φέρων 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

12 12  
 Διαιστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.75m  
 Λιθοδόμη 0.75  
 Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
 Κατηγορία εδάχου παραγωγής λιθοσπιδίων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
 Θάψιμη δύναμη αντοχής  $f_{tk} = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Κενά στην έρευνα του 2010 (Εθν. Κέντ. Ερευνας Ευρώπης, 5.2)

Οι έρευνες του 2010 έδειξαν ότι οι άνθρωποι που έχουν πρόσβαση στην υγεία τους είναι πιο υγιείς και ζουν περισσότερο. Οι έρευνες του 2010 έδειξαν ότι οι άνθρωποι που έχουν πρόσβαση στην υγεία τους είναι πιο υγιείς και ζουν περισσότερο.

Επ'αρχος σε διατήρησιν φόβου 1.00xg+0.30xg+2εισαφός (Ευρωκ-6.4.5.3)

noXioi no1 uoxp 1a o1uuzn o1uozn o1o 5uXo1a 5oxl3vE

τοχιοι νοι ηφονοκ ληιο δελχοιαν δοχλεντ

Εξάλλως σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.00\kappa\gamma+0.30\kappa\gamma+\Sigma\epsilon\iota\sigma\iota\mu\epsilon\sigma\varsigma$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Διαστάσεις πλίκας: 9.20m, ύψος= 3.20m, πλάτος=0.75m

Αιθροισμ 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρόκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιδίων Ι (Ευρόκ-6, 3.1.1)

Θαλασινική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρόκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = p \times h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρόκ-6, 4.4.4.3)Ανυψώματα  $\lambda = 3.20 < 15$  (επαξεί)Πάχος τοίχου  $= 0.750 > 0.240 \text{ m}$  (επαξεί)Ανυψώματα  $\lambda = 3.20 < 15$  (επαξεί)Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 < 3.0$  (επαξεί)**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\phi_{0.10} 1.35xg+1.50xq$  (Ευρόκ-6, 4.4.2)**

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.35x 601.4 + 1.50x 76.9) / 9.20 = 100.79 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού  $\sigma_{sd} = 0.001x100.79 / 0.75 = 0.134 \text{ N/mm}^2$ Καταστροφική ποινή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρόκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_d = 1.85 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{hi} = 0.0000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρόκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρόκ-6 4.4.3)  $e_i = M_d/N_d + e_{hi} + e_s = 0.01836 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02370 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρόκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05x0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρόκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/L = 1 - 2x0.03750/0.75 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_i M_d / \gamma_M = 100x0.75x 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$ 

Νσδ = 100.8 &lt; 1385.3 = Ntd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

Ελέγχος αντοχής στο μέσο τοίχο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο τοίχο  $N_d = (100.79 + 0.40x1.35x 526.2) / 9.20 = 131.67 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσο τοίχο  $\sigma_{sd} = 0.001x131.67 / 0.75 = 0.176 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου βάσης στο μέσο τοίχο  $M_d/N_d = 0.20x0.01836x 100.8 / 131.7 = 0.00281 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μέσο τοίχο  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρόκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_{hm} = (M_d/N_d) + e_{hm} + e_s = 0.00281 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00814 \text{ m}$ Η ανυψώτητα είναι  $< 15$  άρα (Ευρόκ-6 4.4.2) εκκεντρότητα λόγω ερπονιστού  $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μέσο τοίχο (Ευρόκ-6 4.4.3)  $e_i = e_{hm} + e_k = 0.00814 + 0.00000 = 0.00814 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρόκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05x0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μέσο τοίχο (Ευρόκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/L = 1 - 2x0.038/0.75 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N_d = (1.35x1127.6 + 1.50x 76.9) / 9.20 = 178.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_{sd} = 0.001x178.00 / 0.75 = 0.237 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_d/N_d = 0.01836x 100.8 / 178.0 = 0.01040 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρόκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρόκ-6 4.4.3)  $e_i = M_d/N_d + e_{hi} + e_s = 0.01040 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01573 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρόκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05x0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρόκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/L = 1 - 2x0.03750/0.75 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd} = \phi_i M_d / \gamma_M = 100x0.75x 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θάλασινική τάση από απορροφήσιμα πετρώματα  $\sigma_{td} = 0.331 \text{ N/mm}^2$ 

(Η μέγιστη τάση που προκαλείται από την επιλογή πετρώματος είναι για πετρώδες

τάσεων εκτός των πετρώδων συγκλινουσών τάσεων στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{sd} = 100x0.75x 0.331 = 248.1 \text{ kN/m}$ 

Νσδ = 248.1 &lt; 1385.3 = Ntd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $\phi_{0.10} 1.00xg+0.30xq+2x\epsilon_{ιστός}$  (Ευρόκ-6, 4.4.2)**

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.00x 601.4 + 0.30x 76.9) / 9.20 = 67.88 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd} = 0.001x 67.88 / 0.75 = 0.091 \text{ N/mm}^2$ Καταστροφική ποινή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρόκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_d = 0.88 \text{ kNm/m}$



[illegible]

Σελ. 52) Εθν. Κε.η. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

[illegible]

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΠΕΡΙΟΧΩΝ ΠΕ ΟΥΚΕΝΤΡΩΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.8)

(H) Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να αντισταθεί στο φορτίο είναι  $\sigma_{\max} = 0.316 \text{ N/mm}^2$

(Η) Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να αντισταθεί στο φορτίο είναι  $\sigma_{\max} = 0.316 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστη επιτρεπτή τάση  $\sigma_{\max}$  ανά μονάδα μήκους  $Vsd = 1000 \times 0.75 \times 0.316 = 237.3 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διαμήκη δύναμη  $F_k = 0.70 \times (F_{k0} + 0.4 \times \rho_d)$  (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$F_k = 0.70 \times (0.150 + 0.4 \times 1.051) = 0.399 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max F_k = 1.00 \text{ N/mm}^2$ , και  $F_k = 0.399 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού ατομικής έλξης  $F_{Ed} = F_k \cdot l_v / m$  (Ευρωκ-6 4.5.3)

$F_{Ed} = 1000 \times 0.399 \times 0.75 / 2.20 = 136.1 \text{ kN/m}$

$Vsd = 237.3 > 136.1 = V_{Ed}$  ικανοποιείται η απαίτηση

Συνολικό υπολογιστικό μήκος σε άνω όριο  $S_{XLY} = 0$

ΕΥΑΓΓΕΛΙΟΣ σε διατήρηση φόρτιση 1.00xg+0.30xg+2εισοδηός (Ευρωκ-6.4.5.3)

[illegible][illegible]

Απόσταση 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσινή ανοχή τοιχοποιίας Γκ = 4.51 N/mm<sup>2</sup>

Επί μέρους συνεισφοράς υλικού γμ=2.20 (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού ηε=pxh=0.75x 3.20=2.40 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμότητα ηε/τε= 2.40/0.75= 3.20&lt;27 επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις θωακισμών επιμέρους Ευρωκώδικα

Διαστατική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου = 0.750 &gt;= 0.240 m (επιδέξι)

Λυγισμότητα γ = 3.20&lt;=15 (επιδέξι)

Υψος/μήκος τοίχου h/L= 3.20/ 9.20= 0.35&lt;=3.0 (επιδέξι)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xγ+1.50xγ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν=(1.35x 579.4+1.50x 46.4)/ 9.20= 92.59 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 92.59/ 0.75= 0.123 N/mm<sup>2</sup>σδο= 0.123<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέση εκκεντρότητα κατά (1-k/4)=0.99

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) Μ1= 2.55 kNm/m

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων εη1=0.0000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.0053 m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) ε1=Μ1/Ν1+eh1+es = 0.02756+0.00000+0.00533=0.03290 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) ε1=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετακός συνεισφοράς στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ1=1-2ε1/t=1-2x0.03750/0.75=0.90

Κατακόρυφο φορτίο ανατοχής ανά ποσά ηήκους Νrd=φ1m.t.fk/γm=1000x0.90x0.75x 4.51/2.20= 1385.3kN/m

Nsd= 92.6 &lt; 1385.3=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο μέσοιό πέδιτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσοιό πέδιτο Νm=( 92.59+0.40x1.35x 519.1/ 9.20)=123.05 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσοιό πέδιτο σδο=0.001x123.05/ 0.75= 0.164 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μέσοιό πέδιτο Μm/Νm=0.20x0.02756x 92.6/ 123.1=0.00415 m

Εκκεντρότητα στο μέσοιό πέδιτο εhm=0.0000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.0053 m

Εκκεντρότητα οφειδόμενη στα φορτία em=(Μm/Νm)+ehm+es=0.00415+0.00000+0.00533=0.00948 m

Η λυγισμότητα είναι &lt;=15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού εκ=0

Εκκεντρότητα στο μέσοιό πέδιτο (Ευρωκ-6 4.4.3) em=em+ek=0.00948+0.00000=0.00948 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) em=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετακός συνεισφοράς στο μέσοιό πέδιτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) φm=1-2εm/t=1-2x0.038/0.75=0.90

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση Ν1=(1.35x1098.5+1.50x 46.4)/ 9.20=168.76 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση σδο=0.001x168.76/ 0.75= 0.225 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση Μ1/Ν1=0.02756x 92.6/ 168.8=0.01512 m

Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων εη1=0.0000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.0053 m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) ε1=Μ1/Ν1+eh1+es = 0.01512+0.00000+0.00533=0.02046 m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) ε1=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετακός συνεισφοράς στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ1=1-2ε1/t=1-2x0.03750/0.75=0.90

Κατακόρυφο φορτίο ανατοχής ανά ποσά ηήκους Νrd=φ1m.t.fk/γm=1000x0.90x0.75x 4.51/2.20= 1385.3kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στοίχιες είναι για περίοχες

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβάρυνση περσπαρμένων στοίχιες είναι για περίοχες

ιδέων εκτός των περιόχων συγκέντρωσης ιδέων στις στοίχιες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά ποσά ηήκους Nsd=1000x0.75x 0.315= 235.9 kN/m

Nsd= 235.9 &lt; 1385.3=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xγ+0.30xγ+5.0xγ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν1=(1.00x 579.4+0.30x 46.4)/ 9.20= 64.49 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 64.49/ 0.75= 0.086 N/mm<sup>2</sup>σδο= 0.086<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέση εκκεντρότητα κατά (1-k/4)=0.99

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) Μ1= 1.21 kNm/m

ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΚΑΙΣΑΡΕΥΣ ΚΙΡΙΠΙΟΥ "ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ" ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΟΧΟΙΣ ΤΟΙΧΟΝ 28. 52

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΡΟΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-5, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακρούφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή ΝΙ=(1.35x 520.1+1.50x 127.5)/ 9.20= 97.11 kN/m

Μέση κατακρούφηση λόγω σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 97.11/ 0.60= 0.162 N/mm<sup>2</sup>σδο= 0.162<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκλιση κατά (1-k/4)=0.97

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1) ΜΙ= 0.56 kNm/m

Εκκλιση λόγω οριζοντίων φορτίων εΗΙ=0.0000 m

Τυχηματική εκκλιση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) εσ=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) εΙ=ΜΙ/ΝΙ+ehI+es= 0.00580+0.0000+0.00533=0.0113 m

Ελάχιστη εκκλιση (Ευρωκ-6, 4.4.3) εΙ=0.05t=0.05x0.60=0.0300 m

Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) ΦΙ=1-2εΙ/t=1-2x0.0300/0.60=0.90

Κατακρούφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους ΝΙd=ΦΙxΝΙ=1000x0.90x4.51/2.20= 1108.2kN/m

ΝΙd= 97.1 &lt; 1108.2=NΙd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΗΣΑΙΟ ΠΕΡΙΟΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακρούφο φορτίο σχεδιασμού στο ησαίο περικό ΝΙ=( 97.11+0.40x1.35x 459.3/ 9.20)=124.07 kN/m

Μέση κατακρούφηση λόγω σχεδιασμού στο ησαίο περικό σδο=0.001x124.07/ 0.60= 0.207 N/mm<sup>2</sup>

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1) ΜΙ= 0.207 kNm/m

Εκκλιση λόγω οριζοντίων φορτίων εΗΙ=0.0000 m

Τυχηματική εκκλιση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) εσ=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) εΙ=ΜΙ/ΝΙ+ehI+es= 0.00091+0.0000+0.00533=0.00624 m

Η αντοχή είναι &lt;=15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκλιση λόγω ερπυσμού εκ=0

Εκκλιση στο ησαίο περικό (Ευρωκ-6 4.4.3) εΗΙ=em+ek=0.00624+0.0000=0.00624 m

Ελάχιστη εκκλιση (Ευρωκ-6, 4.4.3) εΙ=0.05t=0.05x0.60=0.0300 m

Μετωικός συντελεστής στο ησαίο περικό (Ευρωκ-6, 4.4.3) ΦΗΙ=1-2εΗΙ/t=1-2x0.030/0.60=0.90

Κατακρούφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση ΝΙ=(1.35x 979.4+1.50x 127.5)/ 9.20=164.50 kN/m

Μέση κατακρούφηση λόγω σχεδιασμού στη βάση σδο=0.001x164.50/ 0.60= 0.274 N/mm<sup>2</sup>

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1) ΜΙ=0.00580x 97.1/ 164.5=0.00342 m

Εκκλιση λόγω οριζοντίων φορτίων εΗΙ=0.0000 m

Τυχηματική εκκλιση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) εσ=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκλιση στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) εΙ=ΜΙ/ΝΙ+ehI+es= 0.00342+0.0000+0.00533=0.00876 m

Ελάχιστη εκκλιση (Ευρωκ-6, 4.4.3) εΙ=0.05t=0.05x0.60=0.0300 m

Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) ΦΙ=1-2εΙ/t=1-2x0.0300/0.60=0.90

Κατακρούφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους ΝΙd=ΦΙxΝΙ=1000x0.90x4.51/2.20= 1108.2kN/m

Μέση κατακρούφηση βάσιμη λόγω αντοχής εΗΙ=0.00624 m

Η μέση τιμή είναι 0.00624 m

Μέγιστο κατακρούφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους ΝΙd=1000x0.60x 0.326= 195.8 kN/m

ΝΙd= 195.8 &lt; 1108.2=NΙd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΡΟΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+2.εΙσίοδος (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακρούφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή ΝΙ=(1.00x 520.1+0.30x 127.5)/ 9.20= 60.69 kN/m

Μέση κατακρούφηση λόγω σχεδιασμού στην κορυφή σδο=0.001x 60.69/ 0.60= 0.101 N/mm<sup>2</sup>σδο= 0.101<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκλιση κατά (1-k/4)=0.97

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1) ΜΙ= 0.27 kNm/m

Εκκλιση στην κορυφή εΗΙ=0.0042 m

Τυχηματική εκκλιση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) εσ=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) εΙ=ΜΙ/ΝΙ+ehI+es= 0.00439+0.00042+0.00533=0.01014 m

Ελάχιστη εκκλιση (Ευρωκ-6, 4.4.3) εΙ=0.05t=0.05x0.60=0.0300 m

Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) ΦΙ=1-2εΙ/t=1-2x0.0300/0.60=0.90

Κατακρούφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους ΝΙd=ΦΙxΝΙ=1000x0.90x4.51/2.20= 1108.2kN/m

ΝΙd= 60.7 &lt; 1108.2=NΙd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΗΣΑΙΟ ΠΕΡΙΟΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακρούφο φορτίο σχεδιασμού στο ησαίο περικό ΝΙ=( 60.69+0.40x1.00x 459.3/ 9.20)= 80.66 kN/m

Μέση κατακρούφηση λόγω σχεδιασμού στο ησαίο περικό σδο=0.001x 80.66/ 0.60= 0.134 N/mm<sup>2</sup>

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1) ΜΙ= 0.134 kNm/m

Εκκλιση λόγω οριζοντίων φορτίων εΗΙ=0.0021 m

Τυχηματική εκκλιση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) εσ=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) εΙ=ΜΙ/ΝΙ+ehI+es= 0.0066+0.00021+0.00533=0.00620 m

Η αντοχή είναι &lt;=15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκλιση λόγω ερπυσμού εκ=0

Εκκλιση στο ησαίο περικό (Ευρωκ-6 4.4.3) εΗΙ=em+ek=0.00620+0.0000=0.00620 m

Ελάχιστη εκκλιση (Ευρωκ-6, 4.4.3) εΙ=0.05t=0.05x0.60=0.0300 m

Μετωικός συντελεστής στο ησαίο περικό (Ευρωκ-6, 4.4.3) ΦΗΙ=1-2εΗΙ/t=1-2x0.030/0.60=0.90

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου στη βάση  $N_1 = (1.00 \times 979.4 + 0.30 \times 127.5) / 9.20 = 110.61 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση ορθογώνιου στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 110.61 / 0.60 = 0.184 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.00439 \times 60.7 / 110.6 = 0.00241 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.0042 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{\text{ef}} / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} + e_s = 0.00241 + 0.0042 + 0.0053 = 0.0086 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.0300 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.0300 / 0.60 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \times N_{\text{ed}} = 0.90 \times 1000 \times 0.60 \times 4.51 / 2.20 = 1108.2 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από απορροφήσιμα περσπαρμένα στοιχεία  $\sigma_{\text{max}} = -0.971 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση περσπαρμένων στοιχείων είναι για περσπαρμένα)

τάσεων εκτός των περσπαρμένων ορθογώνιων  $\sigma_{\text{rd}} = 1000 \times 0.60 \times 0.971 = 582.4 \text{ kN/m}$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο ορθογώνιου από ηχομόλυνση  $N_{\text{sd}} = 1000 \times 0.60 \times 0.971 = 582.4 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 582.4 < 1108.2 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

### Έλεγχος σε διάτνηση φόρτιση $1.00 \times 979.4 + 0.30 \times 127.5$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτνησης από επιβύθιση περσπαρμένων στοιχείων  $\tau_{\text{max}} = 0.300 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση περσπαρμένων στοιχείων είναι για περσπαρμένα)

τάσεων εκτός των περσπαρμένων ορθογώνιων  $\tau_{\text{sd}} = 1000 \times 0.60 \times 0.300 = 180.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστη τιμή ορθογώνιου  $\tau_{\text{sd}} = 1000 \times 0.60 \times 0.300 = 180.1 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή  $\tau_{\text{tk}} = 0.70 \times (\tau_{\text{tk},0} + 0.4 \times \sigma_{\text{sd}})$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8))

$\tau_{\text{tk}} = 0.70 \times (0.150 + 0.4 \times 0.971) = 0.377 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max \tau_{\text{tk}} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $\tau_{\text{tk}} = 0.377 \text{ N/mm}^2$

Τιμή ορθογώνιου  $\tau_{\text{sd}} = \tau_{\text{tk}} \times V_{\text{rd}} = 0.377 \times 1000 \times 0.60 = 137.7 \text{ kN/m}$  (Ευρωκ-6.4.5.3)

$V_{\text{rd}} = 1000 \times 0.377 \times 0.60 / 2.20 = 102.8 \text{ kN/m}$

$V_{\text{sd}} = 180.1 > 102.8 = V_{\text{rd}}$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

### Έλεγχος περσπαρμένων περσπαρμένων φορτίων (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από την επιβύθιση περσπαρμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις φόρτισης

δόκων στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οριζοντίων αντοχή, ελέγχονται τις τάσεις σε χημική αντίδραση στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περσπαρμένη οριζοντίων  $\sigma_{\text{sdmax}} = 0.326 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση  $0.326 \text{ είναι } < \tau_{\text{tk}}/\gamma_{\text{M}} = 4.51/2.2 = 2.05$

όρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

### Συνολική αντοχή ορθογώνιου (Εθν. Κετ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρβυθων τοίχων παρουσιάζονται μικρές εφελκυστικές τάσεις

με ελάχιστο οριζοντίων  $\phi_{16}$  (και συντελεστής  $\phi_{16}/20$ ) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ

(1) Οι υπέρ το έσχατος όροι είναι 1, και η αίσθησή τους II α=0.24g,

δρα ικανοποιούνται οι περιπτώσεις στον αριθμό του πίνακα 3.

(2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογώνιο

β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά =  $9.20/20.95 = 0.44 > 0.25$

γ) Οι εσοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους

της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.

(3) α) Η ακμή του κτιρίου εξασφαλίζεται ή εσωτερικά ή εξωτερικά

περιμετρικά στις δύο πλευρές κτιρίου ή στις δύο πλευρές του κτιρίου.

β) Σε κάθε μία από τις πλευρές κτιρίου ή στις δύο πλευρές του κτιρίου

με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του κτιρίου.

γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75%

του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη διεύθυνση.

δ) Το ύψος των κατακόρυφων φορέων του κτιρίου παραλαμβάνεται

από τους διατηρητικούς τοίχους.

(5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων

δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

(6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατηρητικών τοίχων σε κάθε μία από

τις κότες δίνεται σύμφωνα με τον αριθμό του ορόφου είναι μικρότερο

από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωση μας είναι

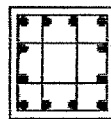
τοίχοποιια : Διαζωπτική, εδαφική επιτάχυνση αίσθησης: II α=0.24g, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%

x-x και y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ύψος 23.045/176.460=0.131>0.05

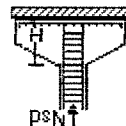
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ύψος 13.135/176.460=0.074>0.05

[illegible][illegible]

$\sigma_{\max} = 13.2 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{\min} = -13.2 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{\text{avg}} = 0 \text{ MPa}$   
 $\tau_{\max} = 13.2 \text{ MPa}$   
 $\tau_{\min} = -13.2 \text{ MPa}$   
 $\tau_{\text{avg}} = 0 \text{ MPa}$

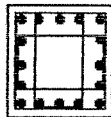


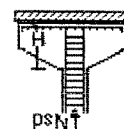
$\sigma_{\text{ε}} = 349.9 \text{ KN}$   
 $H = 0.80 \text{m}$  (150 βάρος 26.7KN),  $N_{\text{sd}} = 349.9 \text{ KN}$   
 $N_{\text{Ed}} = 349.9 \text{ KN} < 450.0 \text{ KN} = 1000 \times 0.20 \times 1.50 \times 1.50 = R_{\text{nd}}$  (φέρουσα ικανότητα εδώπου ΕΑΚ 5.2.3)  
 $M_{\text{sd}} = 349.9 \times (1.50 - 0.60) / 8 = 39 \text{ kNm}$   
 $M_{\text{sd}} = 39 \text{ kNm}$ ,  $K_d = 14.64$ ,  $\xi = 0.02$ ,  $e_c / e_s = 0.5 / 20.0$ ,  $K_s = 2.90$ ,  $A_s = 1.5 \text{ cm}^2$   
 $\sigma_{\text{ε}} = 0.001 \times 350 \times (1.50 - 0.60) / (2 \times 1.50 \times 0.9 \times 0.75) = 0.10 < 0.22 \text{ [N/mm}^2\text{]} = \text{rtd}$   
 $\sigma_{\text{ε}} = 0.10 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{ε}} = 0.12 / 15$



Ypovetio Ynoctvλnna: Y2 100x60 cm C16/20-S400

φορτία βάσει του νόμου: 154.0 KN, κλίση: 61.5 KN, τοίχο βάρος: 1.00x0.60x3.20x25.00=48.00KN  
 φορτίο από υπερκείμενο υποστυλίσιο: 0.0 KN, κλίση: 0.0 KN  
 φορτίο σε υποκείμενο υποστυλίσιο: 202.0 KN, κλίση: 61.5 KN  
 κατακόρυφο φορτίο οριζότιον (1.35x 202.0+1.50x 61.5) = 365.0 KN  
 ελαστικές δοκίμες από κορυφή φyx=0.000208, φyx=0.000345 (εξ)  
 Ροπή στην κορυφή Mxx=129.88 KNm, Myy=598.18 KNm  
 Msdxx= 129.9 KNm (Msdxx/bh<sup>2</sup>fcd) = 0.03  
 Msdyy= 598.2 KNm (Msdyy/bh<sup>2</sup>fcd) - 0.09  
 νd = -365.0 KN (Nd/(bhfcd))=-0.06  
 από διαγράμματα διαγράμμισης με ελφιστότα=0.24 και As,tot= 44.16  
 Ελαστικές οριακές 0.008x1.00x0.60=48.00 cm<sup>2</sup>  
 Ανεκτέτα πλάτος 3.20/(0.289x 0.60)=13

[illegible]



Πεδίο υποστύλωσης

Πεδίο κεντρικό 1.60x1.60m, H=0.80m (δίο βάρος 30.1kN), Nsd= 395.1 kN

NEd=395.1 kN<512.0 kN=1000x0.20x1.60x1.60=Rnd (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)

Msd= 395.1x(1.60-0.60)/8= 49 kNm

Msd= 49kNm, Kd=13.50, ε=0.03, ec/es=0.5/20.0, Ks=2.90, As= 1.9cm<sup>2</sup>

δίδισμα t=0.001x 395x(1.60-0.60)/(2x1.60<sup>2</sup>x0.9x0.75)=0.11<0.22[N/mm<sup>2</sup>]=trd

ονάισμος πείλων: 612/15

Υπέρβαση:

Y3

60x60 cm

C16/20-S400

φορτίο δαπέδου πόλεως: 203.5 kN, κίνηση: 71.3 kN, δίο βάρος:0.60x0.60x3.20x25.00=28.8kN

φορτίο από υπερκείμενο υποστύλωση πόλεως: 0.0 kN, κίνηση: 0.0 kN

φορτίο σε υποκείμενο υποστύλωση πόλεως: 232.3 kN, κίνηση: 71.3 kN

Κατακόρυφο φορτίο οχεδίσματος (1.35x 232.3+1.50x 71.3)= 420.6 kN

Επιρροές εσχάρων δόκων στην κορυφή φxx=0.000318, φyy=0.000096 (rad)

Πορές στην κορυφή Mxx=119.09 kNm, Myy= 35.92 kNm

Msdxx= 119.1 kNm Msdyy=(Msdxx/bh<sup>2</sup>fcd)= 0.05

Msdyy= 35.9 kNm Msdyy=(Msdyy/hb<sup>2</sup>fcd)= 0.02

Nsd = -420.6 kN vδ=(Nd/(bhfcd))=-0.11

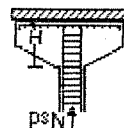
από διαγράμματα διαφραγικής κίνησης με θλίψη ωtot=0.10 και As,tot= 11.04 cm<sup>2</sup>

Ελάχιστος ονάισμος 0.008x0.60x0.60=28.80 cm<sup>2</sup>

Απαιτούμενα πάλια λυγρότητα γ=0.7x 3.20/(0.289x 0.60)=13

λ<25 δν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. ΕΚΡΟδ 14.3.2)

Ονάισμοι 8#20+4#16, ( 33.2cm<sup>2</sup>), συνδέτηρες πάνα και κάτω άκρα 0.60m #8/10 ενδείκνυται #8/20



Πεδίο υποστύλωσης

Πεδίο κεντρικό 1.70x1.70m, H=0.80m (δίο βάρος 34.7kN), Nsd= 455.2 kN

NEd=455.2 kN<578.0 kN=1000x0.20x1.70x1.70=Rnd (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)

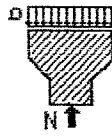
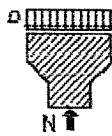
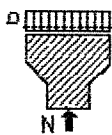
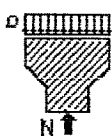
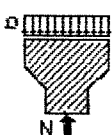
Msd= 455.2x(1.70-0.60)/8= 63 kNm

Msd= 63kNm, Kd=12.36, ε=0.03, ec/es=0.6/20.0, Ks=2.90, As= 2.4cm<sup>2</sup>

δίδισμα t=0.001x 455x(1.70-0.60)/(2x1.70<sup>2</sup>x0.9x0.75)=0.13<0.22[N/mm<sup>2</sup>]=trd

ονάισμος πείλων: 612/15



<p>Τ1</p> <p>Θεμελίωση τοίχου:</p> <p>Ολικό κατακόρυφο φορτίο <math>N_{sd} = 1.35 \times 2597.9 + 1.50 \times 188.0 = 3789.2 \text{ [kN]}</math></p> <p>Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος θεμελίου <math>N_{fd} = 183 \text{ [kN/m]}</math></p> <p>Τις ηλπίσιν <math>t_p = 0.95 \text{ [m]}</math> <math>N_{fd} = 183/0.95 = 0.001 \times 183/0.95 = 0.19 \text{ [MPa]}</math></p> <p><math>N_{fd} = 183 \text{ kN/m} &lt; 190 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.95 = R_{nd} \text{ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)}</math></p> <p>Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.75m</p>	
<p>Τ2</p> <p>Θεμελίωση τοίχου:</p> <p>Ολικό κατακόρυφο φορτίο <math>N_{sd} = 1.35 \times 2652.4 + 1.50 \times 190.9 = 3867.1 \text{ [kN]}</math></p> <p>Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος θεμελίου <math>N_{fd} = 187 \text{ [kN/m]}</math></p> <p>Τις ηλπίσιν <math>t_p = 0.95 \text{ [m]}</math> <math>N_{fd} = 187/0.95 = 0.001 \times 187/0.95 = 0.20 \text{ [MPa]}</math></p> <p><math>N_{fd} = 187 \text{ kN/m} &lt; 190 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.95 = R_{nd} \text{ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)}</math></p> <p>Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.75m</p>	
<p>Τ3</p> <p>Θεμελίωση τοίχου:</p> <p>Ολικό κατακόρυφο φορτίο <math>N_{sd} = 1.35 \times 1127.6 + 1.50 \times 76.9 = 1637.6 \text{ [kN]}</math></p> <p>Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος θεμελίου <math>N_{fd} = 180 \text{ [kN/m]}</math></p> <p>Τις ηλπίσιν <math>t_p = 0.95 \text{ [m]}</math> <math>N_{fd} = 180/0.95 = 0.001 \times 180/0.95 = 0.19 \text{ [MPa]}</math></p> <p><math>N_{fd} = 180 \text{ kN/m} &lt; 190 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.95 = R_{nd} \text{ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)}</math></p> <p>Διαστάσεις μήκος=9.20m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.75m</p>	
<p>Τ4</p> <p>Θεμελίωση τοίχου:</p> <p>Ολικό κατακόρυφο φορτίο <math>N_{sd} = 1.35 \times 1098.5 + 1.50 \times 46.4 = 1552.6 \text{ [kN]}</math></p> <p>Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος θεμελίου <math>N_{fd} = 171 \text{ [kN/m]}</math></p> <p>Τις ηλπίσιν <math>t_p = 0.95 \text{ [m]}</math> <math>N_{fd} = 171/0.95 = 0.001 \times 171/0.95 = 0.18 \text{ [MPa]}</math></p> <p><math>N_{fd} = 171 \text{ kN/m} &lt; 190 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.95 = R_{nd} \text{ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)}</math></p> <p>Διαστάσεις μήκος=9.20m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.75m</p>	
<p>Τ5</p> <p>Θεμελίωση τοίχου:</p> <p>Ολικό κατακόρυφο φορτίο <math>N_{sd} = 1.35 \times 979.4 + 1.50 \times 127.5 = 1513.4 \text{ [kN]}</math></p> <p>Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος θεμελίου <math>N_{fd} = 167 \text{ [kN/m]}</math></p> <p>Τις ηλπίσιν <math>t_p = 0.83 \text{ [m]}</math> <math>N_{fd} = 167/0.83 = 0.001 \times 167/0.83 = 0.20 \text{ [MPa]}</math></p> <p><math>N_{fd} = 167 \text{ kN/m} &lt; 167 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.83 = R_{nd} \text{ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)}</math></p> <p>Διαστάσεις μήκος=9.20m, ύψος=3.20m, πλάτος=0.60m</p>	



ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ "ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΑΝΘΩΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ"

Θέση οικοπέδου: ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ  
Μηχανικός Μελέτης: ΜΑΚΡΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

Ορόφοι: 1 Υψόμετρο: 1  
Πολυπόρτα: Διαζωματική  
Υψος ορόφου [m]:  
Υψόμετρο τύπος ορόφου 3.20 [m] ορόφου=Πλάκα d=0.15[m]  
Υψόμετρο τύπος ορόφου 4.75 [m] ορόφου=Πλάκα d=0.00[m]

Φορτα Κατασκευής

Μόνιμα Δαπέδων: Επικάλυψη δαπέδων= 2.00 [KN/m<sup>2</sup>], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]  
Κινητά Δαπέδων: Κινητά σε δάπεδα = 5.00 [KN/m<sup>2</sup>], Κινητά σε σκάλες= 5.00 [KN/m<sup>2</sup>]  
Μόνιμα Στέγης: Κοιμηθική κατασκευή+συνδεδεμένα ζευκία ίδιο βάρος= 1.50 [KN/m<sup>2</sup>]  
οροφή= 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]  
Κινητά Στέγης: Χείμα= 0.00 [KN/m<sup>2</sup>], Άνεμος= 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]  
Άνεμος (κατακόρυφα) 0.00xημ<sup>2</sup>(25°) = 0.00 [KN/m<sup>2</sup>]  
Ευμεγέθεις Ευδυσχερούς Δράσεις (Καν. 1.3)  $\Psi_0=0.60, \Psi_1=0.60, \Psi_2=0.30$

Υλικά Τοιχοποιίας

Τοίχοι: Λιθόστρατη Μ2 0.70  
Σκυρόδεμα-Βάρος: C16/20-S400  $q_u=0.20$  [N/mm<sup>2</sup>, MPA]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικών Σχεδιασμών

Σεισμική Ζώνη: Κατηγορία: II  $\alpha=0.24g$   
Κατηγορία Βόθρου: I  $T_1=0.20sec$   $T_2=0.80sec$   
Συνδυαστική Κλίση:  $\gamma_I=1.30$

Κανονισμοί που εφαρμόζονται υπόψη.

Ευρωπαϊκός 6: EN 1996-1-1/1995. Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.  
Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωπαϊκού 6  
Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Εργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.  
Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000 με τις τροποποιήσεις (ΦΕΚ Β 781/18.06.2003).  
Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.  
Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

3109 211006 ԻՍԿԱԿ ԽԻ ՆԱԽԱԿԱԽԻՆ ԻՄ ԱՊՐՈՑ ԻԾԻՆՈՑ ԼՈՐ ՕԶՅԱՐԾ ՕԻ  
 ՆԱԽԱԾԻՆՈՑ ԴՆԻՆԻՆՅԱԼ ԻՄԵԼՂԱ 211006 ԽԻՆԻՆԻՆԻՆ ԶՈ ԱՊՐՈՑ ԼՈՐ ԽՈԼՂԻՆ Ի  
 ԴՈՒՆԻՆՈՑ ԼՈՐԻՆԻՆԻՆ ԽԻՆԻՆԻՆ ԼՈՐ ԼՈՐԻՆԻՆԻՆԻՆ ԼՈՐ ԼՈՐԻՆԻՆԻՆԻՆ ԼՈՐ ԼՈՐԻՆԻՆԻՆԻՆ  
 ՆՈՐ ԴՆԱ ԽԻՆԻՆԻՆ ԴՆԻՆԻՆԻՆ ԶՈ ԶԻՆԻՆԻՆ ԶՈՒՆԻՆԻՆ ԶՈՒՆԻՆԻՆ ԶՈ ԶՈՒՆԻՆ  
 ԼՈՐԻՆԻՆ ԼՈՐԻՆԻՆԻՆ ԼՈՐ ԼՈՐԻՆԻՆ ԶՈ ԶՈ ԶՈ ԶՈՒՆԻՆԻՆ ԼՈՐԻՆԻՆ ԼՈՐ ԼՈՐԻՆԻՆԻՆ

να επιτελέσει το έργο του, να μην είναι ο ίδιος ο άνθρωπος που  
 επιθυμεί να περπατήσει, αλλά να είναι ο Θεός που περπατάει μέσα  
 στον άνθρωπο.

«ԵՐԿ. Երկրորդ համաժողովը կազմակերպվելու է 10-12 հունիսին Երևանում՝ ՀՀ Ստատիստիկայի կոմիտեի կողմից՝ ՀՀ Ստատիստիկայի կոմիտեի նախագահի և ՀՀ Ստատիստիկայի կոմիտեի անդամների մասնակցությամբ»:

[illegible][illegible][illegible]

Κερίμενο φάρμακο της Ευρωπαϊκής 6 κα 01 τοχλζχζ να απκ κίτκ κίτοιοιόσι.

БЗКУИ

Հայաստանի Հանրապետության Կառավարության որոշմամբ հաստատված «Հայաստանի Հանրապետության մշակութային ժառանգության մասին» օրենքի 10-րդ հոդվածի 1-ին կետի 1-ին մասի համապատասխանում և համապատասխանում է հետևյալին՝

ΔΟΚΟΙ

[illegible]



## Θεμελίωση

τις διευθύνσεις x και y (ΕΑΚ 3.3.3[4]). Θεωρείται επίσης ότι το κτίριο δεν έχει σιμεντική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3 [5]). Οι ηγλίστιες οριζόντιες συνθήκες λόγω ομοιογενούς προκτύπου των οι ηγλίστιες τιμές που δίνουν απόδοτες οι σχέσεις (ΕΑΚ 3.5.3 [1]) και (ΕΑΚ 3.5.3 [4]).

Η θεμελίωση των τοίχων και των υποστυλμάτων βασίζεται στον άμεσο ατοχικό λόγο υπέρβασης φέρουσας ικανότητας έδρας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3



Αιόθρονη M2 0.60  
 Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
 Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 15.60 [KN/m<sup>2</sup> Διανηκής Αρμός OXI  
 Τύπος τοίχου

Ιδιότητες Αιόθρονης (Ευρωπαϊκάς 6, 3.1)  
 Τύπος Αιόθρονης Δαβευτοί Φυσικοί EN 771-6 Κατηγορία I Ομάδα 1  
 Διαστάσεις Αιόθρονης [mm] 250 x 200 x 200  
 Ελπιτική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανηγμένη ελπιτική αντοχή fb- 1.15x 8.00- 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
 Κωδικός : Τριμεντοκοκώλια M10  
 Είδος Κονιάματος / Έντικης σφραγής  
 Αιπιτική Αντοχή fk : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκάς 6, 3.6)

$$f_k = K \cdot f_d \cdot \gamma_m = 4.51 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (K=0.60)$$

Διανητική αντοχή ftko = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>] Fvk = 0.50 ftko + 0.40 ob max ftko = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
 Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διάνησης G=408E



Αιόθρονη 0.40  
 Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
 Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 10.40 [KN/m<sup>2</sup> Διανηκής Αρμός OXI  
 Τύπος τοίχου

Ιδιότητες Αιόθρονης (Ευρωπαϊκάς 6, 3.1)  
 Τύπος Αιόθρονης Δαβευτοί Φυσικοί EN 771-6 Κατηγορία I Ομάδα 2a  
 Διαστάσεις Αιόθρονης [mm] 300 x 200 x 150  
 Ελπιτική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανηγμένη ελπιτική αντοχή fb- 1.00x 8.00- 8.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
 Κωδικός : Τριμεντοκοκώλια M10  
 Είδος Κονιάματος / Έντικης σφραγής  
 Αιπιτική Αντοχή fk : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκάς 6, 3.6)

$$f_k = K \cdot f_d \cdot \gamma_m = 3.78 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (K=0.55)$$

Διανητική αντοχή ftko = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>] Fvk = 0.50 ftko + 0.40 ob max ftko = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
 Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 3.78 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διάνησης G=408E

Αιόθρονη 0.55  
 Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]  
 Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 14.30 [KN/m<sup>2</sup> Διανηκής Αρμός OXI  
 Τύπος τοίχου

Ιδιότητες Αιόθρονης (Ευρωπαϊκάς 6, 3.1)  
 Τύπος Αιόθρονης Δαβευτοί Φυσικοί EN 771-6 Κατηγορία I Ομάδα 1  
 Διαστάσεις Αιόθρονης [mm] 250 x 200 x 200  
 Ελπιτική αντοχή : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανηγμένη ελπιτική αντοχή fb- 1.15x 8.00- 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]  
 Κωδικός : Τριμεντοκοκώλια M10

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκάς 6, 3.6)

$$f_k = K \cdot f_d \cdot \gamma_m = 4.51 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (K=0.60)$$

Διανητική αντοχή ftko = 0.15 [N/mm<sup>2</sup>] Fvk = 0.50 ftko + 0.40 ob max ftko = 1.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
 Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διάνησης G=408E

Αιθόρα 0.75

Πάχος τοίχου : 0.75 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m<sup>3</sup>]

Βάρος ανά m<sup>2</sup> : 19.50 [KN/m<sup>2</sup> Διευκρίνιση Αρμός OXI

Ιδιότητες Διευκρίνιση (Ευρωπαϊκή 6, 3.1)

Διευκρίνιση : Αρβούλα 20X20X25

Τύπος Διευκρίνιση Διευκρίνιση EN 771-6

Κατηγορία Ι Ομάδα 1

Διευκρίνιση Διευκρίνιση [mm] 250 x 200 x 200

Διευκρίνιση 5 (Πάχος 3-2) = 1.15

Διευκρίνιση : 8.00 [N/mm<sup>2</sup>] Ανεγέρση Διευκρίνιση Διευκρίνιση 1.15x 8.00 - 9.20 [N/mm<sup>2</sup>]

Ιδιότητες Κονιόμαστος (Ευρωπαϊκή 6, 3.2)

Είδος Κονιόματος Διευκρίνιση Εφαρμογή

Διευκρίνιση Διευκρίνιση : 10.00 [N/mm<sup>2</sup>]

Κονιόμαστος : Τσιμεντοκονιόμα M10

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωπαϊκή 6, 3.6)

Διευκρίνιση Αντοχή  $f_k = K \cdot f_d$   $f_d = 4.51$  [N/mm<sup>2</sup>] (K=0.60)

Διευκρίνιση αντοχή  $f_{tk} = 0.15$  [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{tk} = 0.50 f_{tk} + 0.40$   $f_{tk} = 1.00$  [N/mm<sup>2</sup>]

Μέτρο Ελαστικότητας (E=10000k) = 4.51 [GPa=KN/mm<sup>2</sup>] Μέτρο Διεύθυνσης C=408k



Όροφος	Δομ. Στ.	Υλικό	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Υπόγειο	T1	Αιθούσα 0.75	20.85x 3.20x0.75	0.00, 8.82, 0.00
Υπόγειο	T2	Αιθούσα 0.75	9.20x 3.20x0.75	20.48, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T3	Αιθούσα 0.75	20.85x 3.20x0.75	0.00, 0.38, 0.00
Υπόγειο	T4	Αιθούσα 0.75	9.20x 3.20x0.75	0.38, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T5	Αιθούσα 0.40	7.00x 3.20x0.40	7.77, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T6	Αιθούσα 0.40	7.00x 3.20x0.40	10.71, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T7	Αιθούσα M2 0.60	9.20x 3.20x0.60	15.74, 0.00, 0.00
Υπόγειο	A1	Οπλ. β.κ. C16/20	0.20x 0.55x5.67	0.25, 4.50, 0.00
Υπόγειο	A2	Οπλ. β.κ. C16/20	0.20x 0.55x4.75	5.92, 4.50, 0.00
Υπόγειο	A3	Οπλ. β.κ. C16/20	0.20x 0.55x5.15	10.67, 4.50, 0.00
Υπόγειο	A4	Οπλ. β.κ. C16/20	0.20x 0.55x4.53	15.82, 5.90, 0.00
Υπόγειο	A5	Οπλ. β.κ. C16/20	0.20x 0.55x4.53	15.82, 3.33, 0.00
Υπόγειο	A6	Οπλ. β.κ. C16/20	0.20x 0.50x3.94	5.88, 0.55, 0.00
Υπόγειο	A7	Οπλ. β.κ. C16/20	0.20x 0.50x4.21	5.88, 4.49, 0.00
Υπόγειο	A8	Οπλ. β.κ. C16/20	0.20x 0.55x2.00	10.73, 6.70, 0.00
Υπόγειο	Y1	Οπλ. β.κ. C16/20	0.30x 0.30x3.20	5.91, 4.48, 0.00
Υπόγειο	Y2	Οπλ. β.κ. C16/20	0.30x 0.30x3.20	10.66, 4.51, 0.00
Ισόγειο	T8	Αιθούσα 0.55	20.80x 4.75x0.55	0.00, 8.93, 0.00
Ισόγειο	T9	Αιθούσα 0.55	9.20x 4.75x0.55	20.52, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T10	Αιθούσα 0.55	20.80x 4.75x0.55	0.00, 0.28, 0.00
Ισόγειο	T11	Αιθούσα 0.55	9.20x 4.75x0.55	0.28, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T14	Αιθούσα 0.40	6.57x 4.75x0.40	15.84, 0.00, 0.00

Όνομας	Πλάκα	πάχος [cm]	ισ. βάρ. επιφάν.			Εμβαδόν [m²]	Lx/Ly	Είδος ζυγ. φορτ.	κκ	κγ	Περιβάλλοντα στοιχεία
			φορτίο [KN/m²]	κλίση	κλίση						
Υπόγειο	Π1	15	3.75	2.00	5.00	23.93	0.79	□	0.28	0.72	Δ7Β-Τ1ΑΑΑ-Τ4ΑΒΒ-Δ1Α
Υπόγειο	Π2	15	3.75	2.00	5.00	22.71	0.75	□	0.24	0.76	Δ1Α-Τ4ΑΒΑ-Τ3ΑΑ-Δ6Α
Υπόγειο	Π3	15	3.75	2.00	5.00	20.84	0.90	□	0.57	0.43	Τ5ΒΒ-Δ2Β-Τ6ΒΒ-Δ8-Τ1ΑΑΒ-Δ7Β-7
Υπόγειο	Π4	15	3.75	2.00	5.00	7.72	2.19	□	1.00	0.00	Δ6Α-Τ3ΑΒ-Τ5ΒΑ-Δ2Α
Υπόγειο	Π5	15	3.75	2.00	5.00	12.05	1.42	□	0.89	0.11	Δ2Β-Τ5ΒΑ-Τ3ΒΑ-Τ6ΒΑ
Υπόγειο	Π6	15	3.75	2.00	5.00	21.71	0.86	□	0.52	0.48	Δ3Α-Τ7ΑΒΒΑ-Τ7ΑΒΒΒ-Τ1ΑΒΑ-Δ8-7
Υπόγειο	Π7	15	3.75	2.00	5.00	20.88	0.82	□	0.47	0.53	Τ6ΒΑ-Τ3ΒΒΑ-Τ7ΑΒΑΑ-Τ7ΑΒΑΒ-Δ37
Υπόγειο	Π8	15	3.75	2.00	5.00	13.85	0.62	□	0.13	0.87	Δ4-Τ2ΑΒΒ-Τ1ΑΒΒ-Τ7ΑΒΒΒ
Υπόγειο	Π9	15	3.75	2.00	5.00	12.17	0.54	□	0.00	1.00	Τ7ΑΒΒΑ-Τ7ΑΒΑΒ-Δ5-Τ2ΑΒΑΒ-Δ4
Υπόγειο	Π10	15	3.75	2.00	5.00	13.99	0.62	□	0.13	0.87	Τ7ΑΒΑΑ-Τ3ΒΒΒ-Τ2ΑΒΑΑ-Δ5

**Στάσιμη Ενότητα Πλάκα (Εξέλιξη, Κανον. Εργον. Εξέλιξη, 9.1.3 και 18.1.4).**

Πλάκες με δύο ή τρεις πλάκες 0.5 και 2, επιβάλλονται ως σταθερές κατά μήκος ως απελευθερωμένες.

Τα μόνιμα και κινούμενα φορτία καταμερίζονται στις δύο διευθύνσεις βάσει των συντελεστών κατανομής.

Κα και κ<sub>κ</sub>, και κ<sub>κ</sub> διεύθυνση επιβάλλεται ως σταθερή κατά μήκος των πλάκων.

Αν το φορτίο καταμερίζεται σε μία διεύθυνση είναι <10% του φορτίου της πλάκας, η πλάκα επιβάλλεται.

σαν απελευθερωμένη. Μετά την απομάκρυνση λόγω αστοχίας δεν γίνεται.

Οι συνθήκες στήριξης και η συνθήκη σταθερότητας υπολογίζονται ως σταθερές κατά μήκος των πλάκων.

Ροπή στήριξης που προκύπτει από επιβληθείσα σταθερή ή μεταβλητή φορτία υπολογίζονται.

Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι υπολογισμοί σε κάθε περίπτωση.

Οι ελαστικές ροπές στήριξης μ<sub>st</sub> προκύπτουν από υπολογισμούς των υπολογιστικών ροπών.

Οι ελαστικές ροπές στήριξης και εφελκυστικές ροπές με την εφελκυστική δύναμη της πλάκας.

Οι πλάκες ροπές στήριξης μ<sub>st</sub> προκύπτουν από υπολογισμούς των υπολογιστικών ροπών.

μικρότερες συντελεστές ροπών στήριξης και συντελεστές κινούμενων ροπών (max<sub>st</sub>) ροπές.

Οι ροπές στήριξης με μέγιστο 20% με ανακατανομή (επιτρέπεται από κανονισμούς 9.1.3.2).

Η πλάκα ροπή στήριξης, προκύπτει από τις μικρότερες σε απόλυτο τιμή (max<sub>st</sub>) ροπές.

στήριξης και φορτίου με 1.35g+1.50 q, στο άνοιγμα. Τα μεταφορικά στοιχεία ροπές.

φορτία προκύπτουν για φορτίο με κινούμενα στοιχεία ροπές ροπή στήριξης.

Επίπεδοι ροπή στήριξης ροπή στήριξης ροπή στήριξης ροπή στήριξης ροπή στήριξης.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

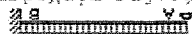
Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Ο φορτίο από πλάκα του με q/4 όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της ροής.

Υπόγειο

Πάγκος: Π2

Ly/Lx = 0.75, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτίκα: ηδύνη g = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x

Ελαχίστη ροπή στρέψης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 1.36+0.121x1.50x 1.18) x 5.52=-10.01 [kNm/m]

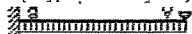
Μέγιστη ροπή στρέψης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 1.36+0.054x1.50x 1.18) x 5.52=-7.12 [kNm/m]

Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 1.36+1.50x 1.18 προκύπτουν ηέγιστη ροπή αvoλύματος και αντίρροεις.

Μέγιστη ροπή αvoλύματος Msdav= 10.41[kNm/m] (V= 3.61x 5.52/2- 7.12/ 5.52= 8.66,M=0.5x 8.66x/ 3.61=10.41)

Φορτίκα σε δοκοε ηδύνη gA= 3.11 [kN/m], gB= 4.40 [kN/m]

Φορτίκα σε δοκοε κινητό qA= 2.98 [kN/m], qB= 3.54 [kN/m]

Ουδέτερη στρέψη: Msd= -10.01kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.11, ξ=0.10, ec/es=2.2/20.0, Ks=2.99, As= 2.30cm<sup>2</sup>Ουδέτερη αvoλύμα: Msd= 10.41kNm/m, d= 12.0cm, Kd= 3.72, ξ=0.11, ec/es=2.5/20.0, Ks=3.01, As= 2.61cm<sup>2</sup>

Διεύθυνση y-y

Ελαχίστη ροπή στρέψης minMsdot=-0.80x(0.125x1.35x 4.39+0.125x1.50x 3.82) x 4.12=-19.74 [kNm/m]

Μέγιστη ροπή στρέψης maxMsdot=-0.80x(0.125x1.35x 4.39+0.063x1.50x 3.82) x 4.12=-14.93 [kNm/m]

Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 4.39+1.50x 3.82 προκύπτουν ηέγιστη ροπή αvoλύματος και αντίρροεις.

Μέγιστη ροπή αvoλύματος Msdav= 17.77[kNm/m] (V=11.66x 4.12/2-14.93/ 4.12=20.36,M=0.5x20.36x/11.66=17.77)

Φορτίκα σε δοκοε ηδύνη gA= 7.23 [kN/m], gB= 10.84 [kN/m]

Φορτίκα σε δοκοε κινητό qA= 7.07 [kN/m], qB= 8.65 [kN/m]

Ουδέτερη στρέψη: Msd= -19.74kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 2.93, ξ=0.17, ec/es=3.5/16.9, Ks=3.10, As= 4.70cm<sup>2</sup>Ουδέτερη αvoλύμα: Msd= 17.77kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.08, ξ=0.15, ec/es=3.5/19.4, Ks=3.07, As= 4.20cm<sup>2</sup>

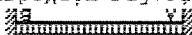
Ουδέτερη στρέψη: A-Στ:φ8/20 ( 2.50)Π-Στ:φ10/15 ( 5.27)

Ουδέτερη αvoλύματος x-x:φ8/18 ( 2.78cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/11 ( 4.55cm<sup>2</sup>/m) (κατω στρέψη y-y)Ανυψόμηση (α/δ) 0.8x 4.12/0.130= 25<30 (ελαχίστος ουδέτερη αvoλύμα: Msdav=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)Ουδέτερη στρέψη: A-Στ:φ8/18 ( 2.78cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/11 ( 4.55cm<sup>2</sup>/m) (κατω στρέψη y-y)

Υπόγειο

Πάγκος: Π3

Ly/Lx = 0.90, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτίκα: ηδύνη g = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x

Ελαχίστη ροπή στρέψης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 3.27+0.121x1.50x 2.85) x 4.80=-18.25 [kNm/m]

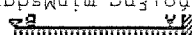
Μέγιστη ροπή στρέψης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 3.27+0.054x1.50x 2.85) x 4.80=-12.97 [kNm/m]

Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 3.27+1.50x 2.85 προκύπτουν ηέγιστη ροπή αvoλύματος και αντίρροεις.

Μέγιστη ροπή αvoλύματος Msdav= 12.07[kNm/m] (V= 8.69x 4.80/2=20.86,M= 8.69x 4.80x/8-12.97=12.07)

Φορτίκα σε δοκοε ηδύνη gA= 3.27x 4.80/2= 7.85 [kN/m]

Φορτίκα σε δοκοε κινητό qA= 2.85x 4.80/2= 6.84 [kN/m]

Ουδέτερη στρέψη: Msd= -18.25kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.04, ξ=0.16, ec/es=3.5/18.7, Ks=3.08, As= 4.32cm<sup>2</sup>Ουδέτερη αvoλύμα: Msd= 12.07kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.74, ξ=0.11, ec/es=2.5/20.0, Ks=3.01, As= 2.79cm<sup>2</sup>

Διεύθυνση y-y

Ελαχίστη ροπή στρέψης minMsdot=-0.80x(0.125x1.35x 2.48+0.125x1.50x 2.15) x 4.33=-12.32 [kNm/m]

Μέγιστη ροπή στρέψης maxMsdot=-0.80x(0.125x1.35x 2.48+0.063x1.50x 2.15) x 4.33=-9.32 [kNm/m]

Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 2.48+1.50x 2.15 προκύπτουν ηέγιστη ροπή αvoλύματος και αντίρροεις.

Μέγιστη ροπή αvoλύματος Msdav= 11.09[kNm/m] (V= 6.57x 4.33/2- 9.32/ 4.33=12.07,M=0.5x12.07x/ 6.57=11.09)

Φορτίκα σε δοκοε ηδύνη gA= 6.44 [kN/m], gB= 4.29 [kN/m]

Φορτίκα σε δοκοε κινητό qA= 5.12 [kN/m], qB= 4.18 [kN/m]

Ουδέτερη στρέψη: Msd= -12.32kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.70, ξ=0.11, ec/es=2.6/20.0, Ks=3.01, As= 2.85cm<sup>2</sup>Ουδέτερη αvoλύμα: Msd= 11.09kNm/m, d= 12.0cm, Kd= 3.60, ξ=0.12, ec/es=2.7/20.0, Ks=3.02, As= 2.79cm<sup>2</sup>Ανυψόμηση (α/δ) 0.6x 4.80/0.130= 22<30 (ελαχίστος ουδέτερη αvoλύμα: Msdav=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)Ουδέτερη αvoλύματος x-x:φ8/17 ( 2.94cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/17 ( 2.94cm<sup>2</sup>/m) (κατω στρέψη x-x)

Ουδέτερη στρέψη: A-Στ:φ8/11 ( 4.55)K-Στ:φ8/17 ( 2.94)A-Στ:φ8/11 ( 4.55)

Υπόγειο

Πάγκος: Π4

Ly/Lx = 2.19, C16/20-S400, h = 15 cm

Φορτίκα: ηδύνη g = 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q = 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x

Ελαχίστη ροπή στρέψης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.121x1.50x 5.00) x 1.88=-4.89 [kNm/m]

Μέγιστη ροπή στρέψης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 5.75+0.054x1.50x 5.00) x 1.88=-3.48 [kNm/m]

Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν ηέγιστη ροπή αvoλύματος και αντίρροεις.

Μέγιστη ροπή αvoλύματος Msdav= 3.23[kNm/m] (V=15.26x 1.88/2=14.31,M=15.26x 1.88x/8-3.48=3.23)

Φορτίκα σε δοκοε ηδύνη gA= 5.75x 1.88/2= 5.39 [kN/m]

Φορτίκα σε δοκοε κινητό qA= 5.00x 1.88/2= 4.69 [kN/m]

Ουδέτερη στρέψη: Msd= -4.89kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.88, ξ=0.06, ec/es=1.3/20.0, Ks=2.94, As= 1.11cm<sup>2</sup>Ουδέτερη αvoλύμα: Msd= 3.23kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 7.23, ξ=0.05, ec/es=1.0/20.0, Ks=2.93, As= 0.73cm<sup>2</sup>

Ανυψώματα (αλ/δ) 0.6x 1.88/0.130 = 9<30 (ελαχίστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμοί ανωλγματος x-x: #8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), γ-γ: #8/25 (2.00cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οριζόντιο x-x)

Οπλισμοί οριζόντιοι: #8/20 (2.50) Δ-Ετ: #8/20 (2.50) Π-Ετ: #8/17 (2.94)

Υπόγειο

Πάσσα: Π5



Ly/Lx= 1.42, C16/20-S400, h= 15 cm

Φορτία: πόδινο q= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κλιπιά q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x: Lx= 2.92m, φορτία: gx= 0.89x 5.75= 5.12, qx= 0.89x 5.00= 4.45 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελαχίστη ποσότητα οπλισμού minAsd= -0.80x (0.107x1.35x 5.12+0.121x1.50x 4.45) x 2.92= -10.53 [kNm/m]

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού maxAsd= -0.80x (0.107x1.35x 5.12+0.054x1.50x 4.45) x 2.92= -7.48 [kNm/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 5.12+1.50x 4.45 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανωλγματος και αντιστοίχως:

Μείωση ποσότητας ανωλγματος Δs= 6.96 [kNm/m] (V= 13.59x 2.92/2= 19.81, M= 13.59x 2.92/8= 7.48= 6.96)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόδινο qA=GB= 5.12x 2.92/2= 7.47 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κλιπιά qA=GB= 4.45x 2.92/2= 6.49 [kN/m]

Οπλισμός οριζόντιος: Δs= -10.53 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.01, ξ= 0.10, ec/es= 2.3/20.0, Ks= 2.99, As= 2.42cm<sup>2</sup>Οπλισμός άνωλγματος: Δs= 6.96 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.93, ξ= 0.08, ec/es= 1.7/20.0, Ks= 2.96, As= 1.58cm<sup>2</sup>Διεύθυνση γ-γ: Ly= 4.13m, φορτία: gy= 0.11x 5.75= 0.63, qy= 0.11x 5.00= 0.55 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελαχίστη ποσότητα οπλισμού minAsd= -0.80x (0.125x1.35x 0.63+0.125x1.50x 0.55) x 4.13= -2.86 [kNm/m]

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού maxAsd= -0.80x (0.125x1.35x 0.63+0.063x1.50x 0.55) x 4.13= -2.16 [kNm/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 0.63+1.50x 0.55 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανωλγματος και αντιστοίχως:

Μείωση ποσότητας ανωλγματος Δs= 2.58 [kNm/m] (V= 1.68x 4.13/2= 2.16/ 4.13= 2.94, M= 0.5x 2.94/ 1.68= 2.58)

Φορτία σε δοκούς πόδινο qA= 1.04 [kN/m], gB= 1.56 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κλιπιά qA= 1.02 [kN/m], gB= 1.25 [kN/m]

Οπλισμός οριζόντιος: Δs= -2.86 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 7.69, ξ= 0.05, ec/es= 1.0/20.0, Ks= 2.92, As= 0.64cm<sup>2</sup>Οπλισμός άνωλγματος: Δs= 2.58 kNm/m, d= 12.0cm, Kd= 7.48, ξ= 0.05, ec/es= 1.0/20.0, Ks= 2.92, As= 0.63cm<sup>2</sup>Ανυψώματα (αλ/δ) 0.6x 2.92/0.130 = 13<30 (ελαχίστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμοί ανωλγματος x-x: #8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), γ-γ: #8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οριζόντιο x-x)

Οπλισμοί οριζόντιοι: #8/20 (2.50) Δ-Ετ: #8/12 (4.17) Π-Ετ: #8/17 (2.94)

Υπόγειο

Πάσσα: Π6



Ly/Lx= 0.86, C16/20-S400, h= 15 cm

Φορτία: πόδινο q= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κλιπιά q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>Διεύθυνση x-x: Lx= 5.04m, φορτία: gx= 0.52x 5.75= 2.98, qx= 0.52x 5.00= 2.59 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελαχίστη ποσότητα οπλισμού minAsd= -0.80x (0.107x1.35x 2.98+0.121x1.50x 2.59) x 5.04= -18.33 [kNm/m]

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού maxAsd= -0.80x (0.107x1.35x 2.98+0.054x1.50x 2.59) x 5.04= -13.03 [kNm/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 2.98+1.50x 2.59 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανωλγματος και αντιστοίχως:

Μείωση ποσότητας ανωλγματος Δs= 12.12 [kNm/m] (V= 7.91x 5.04/2= 19.94, M= 7.91x 5.04/8= 13.03= 12.12)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόδινο qA=GB= 2.98x 5.04/2= 7.52 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κλιπιά qA=GB= 2.59x 5.04/2= 6.53 [kN/m]

Οπλισμός οριζόντιος: Δs= -18.33 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.04, ξ= 0.16, ec/es= 3.5/18.6, Ks= 3.08, As= 4.34cm<sup>2</sup>Οπλισμός άνωλγματος: Δs= 12.12 kNm/m, d= 12.0cm, Kd= 3.45, ξ= 0.13, ec/es= 2.9/20.0, Ks= 3.03, As= 3.06cm<sup>2</sup>Διεύθυνση γ-γ: Ly= 4.32m, φορτία: gy= 0.48x 5.75= 2.77, qy= 0.48x 5.00= 2.41 [kN/m<sup>2</sup>]

Ελαχίστη ποσότητα οπλισμού minAsd= -0.80x (0.125x1.35x 2.77+0.125x1.50x 2.41) x 4.32= -13.72 [kNm/m]

Μέγιστη ποσότητα οπλισμού maxAsd= -0.80x (0.125x1.35x 2.77+0.063x1.50x 2.41) x 4.32= -10.37 [kNm/m]

Από maxAsd για φορτίο 1.35x 2.77+1.50x 2.41 προκύπτουν μέγιστη ποσότητα ανωλγματος και αντιστοίχως:

Μείωση ποσότητας ανωλγματος Δs= 12.35 [kNm/m] (V= 7.35x 4.32/2= 10.17/ 4.32= 13.48, M= 0.5x 13.48/ 7.35= 12.35)

Φορτία σε δοκούς πόδινο qA= 7.18 [kN/m], gB= 4.79 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κλιπιά qA= 5.73 [kN/m], gB= 4.68 [kN/m]

Οπλισμός οριζόντιος: Δs= -13.72 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.51, ξ= 0.12, ec/es= 2.8/20.0, Ks= 3.02, As= 3.19cm<sup>2</sup>Οπλισμός άνωλγματος: Δs= 12.35 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.70, ξ= 0.11, ec/es= 2.6/20.0, Ks= 3.01, As= 2.86cm<sup>2</sup>Ανυψώματα (αλ/δ) 0.6x 5.04/0.120 = 25<30 (ελαχίστος οπλισμός minAsx=2.00cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.00cm<sup>2</sup>/m)Οπλισμοί ανωλγματος x-x: #8/16 (3.13cm<sup>2</sup>/m), γ-γ: #8/17 (2.94cm<sup>2</sup>/m) (κάτω οριζόντιο γ-γ)

Οπλισμοί οριζόντιοι: #8/15 (3.33) Δ-Ετ: #8/11 (4.55) Κ-Ετ: #8/11 (4.55)

Υπόγειο

Πάκκα: Π7



Ly/Lx= 0.82, C16/20-S400, h= 15 cm

Φορτία: μόνιμο q= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x Lx= 5.05m, φορτία: gx= 0.47x 5.75= 2.71, gx= 0.47x 5.00= 2.36 [kN/m<sup>2</sup>]

Εκχλίστη πομή ατρήξεως minMsd=-0.80x(0.107x1.35x 2.71+0.121x1.50x 2.36)=-16.75 [kNm/m]

Μέγιστη πομή ατρήξεως maxMsd=-0.80x(0.107x1.35x 2.71+0.054x1.50x 2.36)=-11.90 [kNm/m]

Από maxMsd για φορτίο 1.35x 2.71+1.50x 2.36 προκύπτουν μέγιστη πομή ατρήξεως και αντίρροδες.

Μέγιστη πομή ατρήξεως Msd=-11.08 [kNm/m] (V= 7.20x 5.05/2=18.19, M= 7.20x 5.05<sup>2</sup>/8=11.90)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα gA=gB= 2.71x 5.05/2= 6.85 [kN/m].

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA=qB= 2.36x 5.05/2= 5.96 [kN/m]

ομάζον ατρήξη: Msd= -16.75 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.18, ξ=0.14, ec/es=3.4/20.0, Ks=3.06, As= 3.94cm<sup>2</sup>

ομάζον ατρήξη: Msd= 11.08 kNm/m, d= 12.0cm, Kd= 3.61, ξ=0.12, ec/es=2.7/20.0, Ks=3.02, As= 2.78cm<sup>2</sup>

Διεύθυνση y-y Ly= 4.13m, φορτία: gy= 0.53x 5.75= 3.04, gy= 0.53x 5.00= 2.64 [kN/m<sup>2</sup>]

Εκχλίστη πομή ατρήξεως minMsd=-0.80x(0.125x1.35x 3.04+0.125x1.50x 2.64)=-13.76 [kNm/m]

Μέγιστη πομή ατρήξεως maxMsd=-0.80x(0.125x1.35x 3.04+0.063x1.50x 2.64)=-10.41 [kNm/m]

Από maxMsd για φορτίο 1.35x 3.04+1.50x 2.64 προκύπτουν μέγιστη πομή ατρήξεως και αντίρροδες.

Μέγιστη πομή ατρήξεως Msd=-12.39 [kNm/m] (V= 8.06x 4.13/2=10.41/ 4.13=14.14, M=0.5x14.14<sup>2</sup>/ 8.06=12.39)

Φορτία σε δοκούς ή μόνιμα gA= 5.02 [kN/m], gB= 7.54 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 4.90 [kN/m], qB= 6.00 [kN/m]

ομάζον ατρήξη: Msd= -13.76 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.50, ξ=0.12, ec/es=2.8/20.0, Ks=3.02, As= 3.20cm<sup>2</sup>

ομάζον ατρήξη: Msd= 12.39 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.69, ξ=0.11, ec/es=2.6/20.0, Ks=3.01, As= 2.87cm<sup>2</sup>

Ανυψότητα (αL/d) 0.6x 5.05/0.120= 25<30 (ελάχιστος ομαλός minAsx=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)

Ομάζον ατρήξεως x-x: φ8/17 (2.94cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/17 (2.94cm<sup>2</sup>/m) (κρίσιμη ορθή y-y)

Ομάζον ατρήξεως A-Δ: φ8/12 (4.17) B-Δ: φ8/15 (3.33)

Υπόγειο

Πάκκα: Π8



Ly/Lx= 0.62, C16/20-S400, h= 15 cm

Φορτία: μόνιμο q= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση x-x Lx= 4.74m, φορτία: gx= 0.13x 5.75= 0.73, gx= 0.13x 5.00= 0.64 [kN/m<sup>2</sup>]

Εκχλίστη πομή ατρήξεως minMsd=-0.80x(0.107x1.35x 0.73+0.121x1.50x 0.64)=-3.97 [kNm/m]

Μέγιστη πομή ατρήξεως maxMsd=-0.80x(0.107x1.35x 0.73+0.054x1.50x 0.64)=-2.82 [kNm/m]

Από maxMsd για φορτίο 1.35x 0.73+1.50x 0.64 προκύπτουν μέγιστη πομή ατρήξεως και αντίρροδες.

Μέγιστη πομή ατρήξεως Msd=-4.13 [kNm/m] (V= 1.95x 4.74/2= 2.82/ 4.74= 4.01, M=0.5x 4.01<sup>2</sup>/ 1.95= 4.13)

Φορτία σε δοκούς ή μόνιμα gA= 2.02 [kN/m], gB= 1.43 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 1.65 [kN/m], qB= 1.38 [kN/m]

ομάζον ατρήξη: Msd= -3.97 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 6.52, ξ=0.06, ec/es=1.2/20.0, Ks=2.93, As= 0.90cm<sup>2</sup>

ομάζον ατρήξη: Msd= 4.13 kNm/m, d= 12.0cm, Kd= 5.90, ξ=0.06, ec/es=1.3/20.0, Ks=2.94, As= 1.01cm<sup>2</sup>

Διεύθυνση y-y Ly= 2.92m, φορτία: gy= 0.87x 5.75= 5.02, gy= 0.87x 5.00= 4.36 [kN/m<sup>2</sup>]

Εκχλίστη πομή ατρήξεως minMsd=-0.80x(0.100x1.35x 5.02+0.117x1.50x 4.36)=-9.88 [kNm/m]

Μέγιστη πομή ατρήξεως maxMsd=-0.80x(0.100x1.35x 5.02+0.050x1.50x 4.36)=-6.88 [kNm/m]

Από maxMsd για φορτίο 1.35x 5.02+1.50x 4.36 προκύπτουν μέγιστη πομή ατρήξεως και αντίρροδες.

Μέγιστη πομή ατρήξεως Msd=-11.01 [kNm/m] (V=13.32x 2.92/2= 6.88/ 2.92=17.13, M=0.5x17.13<sup>2</sup>/13.32=11.01)

Φορτία σε δοκούς ή μόνιμα gA= 8.52 [kN/m], gB= 6.17 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 6.89 [kN/m], qB= 5.87 [kN/m]

ομάζον ατρήξη: Msd= -9.88 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.14, ξ=0.10, ec/es=2.1/20.0, Ks=2.98, As= 2.27cm<sup>2</sup>

ομάζον ατρήξη: Msd= 11.01 kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.92, ξ=0.10, ec/es=2.3/20.0, Ks=3.00, As= 2.54cm<sup>2</sup>

Ανυψότητα (αL/d) 0.8x 2.92/0.130= 18<30 (ελάχιστος ομαλός minAsx=2.0cm<sup>2</sup>/m, minAsy=2.0cm<sup>2</sup>/m)

Ομάζον ατρήξεως x-x: φ8/20 (2.51cm<sup>2</sup>/m), y-y: φ8/19 (2.63cm<sup>2</sup>/m) (κρίσιμη ορθή y-y)

Ομάζον ατρήξεως A-Δ: φ8/11 (4.55) B-Δ: φ8/20 (2.50)

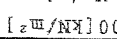
Υπόγειο


Πάκκα: Π9



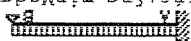
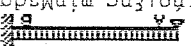
Ly/Lx= 0.54, C16/20-S400, h= 15 cm

Φορτία: μόνιμο q= 5.75 kN/m<sup>2</sup>, κινητό q= 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Διεύθυνση Y-Y  Ly=2.57m, φορτία: gY=1.00x 5.75= 5.75, qY=1.00x 5.00=5.00[kN/m²]  
 Ελκυστική ροπή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.100x1.35x 5.75+0.117x1.50x 5.00) x 2.57=- -9.74 [kNm/m]  
 Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.100x1.35x 5.75+0.050x1.50x 5.00) x 2.57=- -6.08 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 5.75+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ροπή αvoλyμaτοc και αντίρoθετiς.  
 Μέγιστη ροπή αvoλyμaτοc Msdav= 6.52[kNm/m] (V=15.26x 2.57/2=19.61,M=15.26x 2.57²/8= 6.08= 6.52)  
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, πόδια gA=gB= 5.75x 2.57/2= 7.39 [kN/m].  
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κίλη gA=gB- 5.00x 2.57/2= 6.43 [kN/m]  
 ονλyμoς στήριξη: Msd= -8.74kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.40, εc/es=2.0/20.0, Ks=2.97, As= 2.00cm²  
 ονλyμoς άvoλyμa: Msd= 6.52kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 5.09, εc/es=1.6/20.0, Ks=2.95, As= 1.48cm²  
 Ανυψώματα (α/d) 0.6x 2.57/0.130= 12<30 (ελκυστικός ονλyμoς minAsx=2.0cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)  
 ονλyμoι αvoλyμaτοc x-x:φ8/25 ( 2.00cm²/m), Y-Y: φ8/20 ( 2.51cm²/m) (κατά στήλη Y-Y)  
 ονλyμoι στήριξη:φ8/12 ( 4.17)K-ετ:φ8/20 ( 2.50)H-ετ:φ8/20 ( 2.50)

Υπόγειο Πάχος: 110  Ly/Lx= 0.62, C16/20-S400, h= 15 cm

φορτία: πόδια g= 5.75 kN/m², κίλη g= 5.00 kN/m²

Διεύθυνση X-X  Lx= 4.74m, φορτία: gx= 0.13x 5.75= 0.76, qx= 0.13x 5.00= 0.66[kN/m²]  
 Ελκυστική ροπή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 0.76+0.121x1.50x 0.66) x 4.74=- -4.12 [kNm/m]  
 Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.107x1.35x 0.76+0.054x1.50x 0.66) x 4.74=- -2.93 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 0.76+1.50x 0.66 προκύπτουν μέγιστη ροπή αvoλyμaτοc και αντίρoθετiς.  
 Μέγιστη ροπή αvoλyμaτοc Msdav= 4.28[kNm/m] (V= 2.02x 4.74/2= 2.93/ 4.74= 4.15,M=0.5x 4.15²/ 2.02= 4.28)  
 Φορτία σε δοκούς ή πόδια gA= 2.11 [kN/m], gB= 1.49 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκούς κίλη gA= 1.70 [kN/m], gB= 1.43 [kN/m]  
 ονλyμoς στήριξη: Msd= -4.12kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 6.41, εc/es=1.2/20.0, Ks=2.93, As= 0.93cm²  
 ονλyμoς άvoλyμa: Msd= 4.28kNm/m, d= 12.0cm, Kd= 5.80, εc/es=1.4/20.0, Ks=2.94, As= 1.05cm²  
 Διεύθυνση Y-Y  Ly= 2.95m, φορτία: gY= 0.87x 5.75= 4.99, qY= 0.87x 5.00= 4.34[kN/m²]  
 Ελκυστική ροπή στήριξης minMsdot=-0.80x(0.100x1.35x 4.99+0.117x1.50x 4.34) x 2.95=- -10.03 [kNm/m]  
 Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdot=-0.80x(0.100x1.35x 4.99+0.050x1.50x 4.34) x 2.95=- -6.98 [kNm/m]  
 Από maxMsdot για φορτίο 1.35x 4.99+1.50x 4.34 προκύπτουν μέγιστη ροπή αvoλyμaτοc και αντίρoθετiς.  
 Μέγιστη ροπή αvoλyμaτοc Msdav= 11.18[kNm/m] (V=13.25x 2.95/2= 6.98/ 2.95=17.21,M=0.5x17.21²/13.25=11.18)  
 Φορτία σε δοκούς ή πόδια gA= 6.19 [kN/m], gB= 8.55 [kN/m]  
 Φορτία σε δοκούς κίλη gA= 5.90 [kN/m], gB= 6.93 [kN/m]  
 ονλyμoς στήριξη: Msd= -10.03kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.11, εc/es=2.2/20.0, Ks=2.99, As= 2.30cm²  
 ονλyμoς άvoλyμa: Msd= 11.18kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 3.89, εc/es=2.4/20.0, Ks=3.00, As= 2.58cm²  
 Ανυψώματα (α/d) 0.8x 2.95/0.130= 18<30 (ελκυστικός ονλyμoς minAsx=2.0cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)  
 ονλyμoι αvoλyμaτοc x-x:φ8/20 ( 2.51cm²/m), Y-Y: φ8/19 ( 2.63cm²/m) (κατά στήλη Y-Y)  
 ονλyμoι στήριξη:φ8/12 ( 4.17)H-ετ:φ8/20 ( 2.50)

Οροφος	Δοκός	αρχική	Πλάκες	πλάτος	ύψος	Μήκος	ισ. βάρ	τοίχος	πov. ηλ	κλιση
Υπόγειο	A1A	A1	Π1-Π2	20	55	5.54	2.0	0.0	21.7	23.7
Υπόγειο	A2A	A2	Π3-Π4	20	55	1.86	2.0	0.0	9.1	11.1
Υπόγειο	A2B	A2	Π3-Π5	20	55	2.89	2.0	0.0	8.0	10.0
Υπόγειο	A3A	A3	Π6-Π7	20	55	5.08	2.0	0.0	14.7	16.7
Υπόγειο	A4	A4	Π8-Π9	20	55	4.74	2.0	0.0	15.9	17.9
Υπόγειο	A5	A5	Π9-Π10	20	55	4.74	2.0	0.0	15.9	17.9
Υπόγειο	A6A	A6	Π2-Π4	20	50	4.11	1.8	0.0	9.8	11.5
Υπόγειο	A7B	A7	Π1-Π3	20	50	4.35	1.8	0.0	13.0	14.7
Υπόγειο	A8	A8	Π3-Π6	20	55	2.13	2.0	0.0	15.4	17.4
Υπόγειο	A1A	A1	Π1-Π2	20	55	5.54	2.0	0.0	21.7	23.7




To obtain the two broken paths pathologies exhibited by the above examples, we proceed as follows.

[illegible]

Όροφος	Δοκός	αρχική Ροπή Ανοίγμε- να [kNm] max min	Ροπή Στήθ-Α [kNm] max min	Ροπή Στήθ-Β [kNm] max min	Στήθης [kNm]	Α [kNm] Αντίστροφος Β
Υπόγειο	Δ1Α	0	0	0	-152	0
Υπόγειο	Δ2Α	39	-55	0	-149	35
Υπόγειο	Δ2Β	19	-13	27	15	0
Υπόγειο	Δ3Α	90	0	0	-89	0
Υπόγειο	Δ4	124	0	0	0	0
Υπόγειο	Δ5	124	0	0	0	0
Υπόγειο	Δ6Α	35	0	0	0	-72
Υπόγειο	Δ7Β	58	0	0	-73	0
Υπόγειο	Δ8	14	0	0	-25	0

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΟΜΑΔΕΣ ΔΟΚΩΝ (ΕΛΛΗΝ. ΚΑΝΟΝ ΕΞΥΠΟΘΕΤΗΣ 10, 11, 12, 18.3)

Η διαστασιοποίηση και οι ομαδες των δοκών ελγυν βασει του ελληνικου κανονισμου σκυροδεματος. Τα ελγινικα μελετη προεκυψαν απο την επιλυση με πενηνταμερη στοιχεια της εοχδρας των δοκων του δεξιου. Για τις ποτες παρειες οτις επιρριζεις χρησιμολογηθηκαν αποσταση 10 cm απο τον εδωα του τοιχου η υποστηλματος. Οι ετηνοτες οχεδιασμοι λαμβανονται σε αποσταση d απο την παρεια (Κανον 11.2.2) Το συστημα εδμενο πατος πακοδοκοι λαμβανεται 0.70L/5 η 0.70L/10 για συστηρικη η οχι πακοδοκο, (Κανον. 8.4). Η ελγιστη επικλυση του ομαδιστου λαμβανεται 5cm. (Κανον 5.1). Οι δοκοι ομαδισται με τοια οδερα και η ετηνοτα παραλαβνεται εζ οακαηρου απο καταδροφους συβετιρες. Τιεται σε κδς περιπτωση ελγος για τα ελγιστα ποσοτα ομαδιστου (Κανον 18.3.2, 18.3.4) Επισης γιεται ελγος ρηγματος (Κανον. 15.3) και μελετους παραμορφωων (Κανον. 16.1)

**Υπομειο Δ1 (Δ1Α)** μηκος L= 5.54m, πατος b= 20cm, υψος h= 55cm, συν. πλ. bm= 97cm, πακα h1= 15cm  
  
 διαγραμια ποδων

μητιν C16/20-S400 ποη αολγματος max MsdAB= 153kNm (min= 0kNm)  
 ποη επιρινης B minMsdB= -152kNm (max= 0kNm)  
 ετηνοτα δεγμα VsdA= 133kN, ετηνοτα δεγμα VsdB= 187kN, ποη επιρινης Tsd= 0kNm


**Ανοιγμα Msd= 153kNm, bm= 0.97m, d= 50cm, Kd= 3.99, ξ= 0.10, x= 5.1<hf= 15cm, ec/es= 2.3/20.0, Ks= 2.99, As= 9.1cm²**  
 επιρινη B Msd= -152+ 187x0.10= -133kNm, b= 20cm, d= 50cm, Kd= 1.94, ξ= 0.45, ec/es= 3.5/ 4.4, Ks= 3.53, As= 9.4cm²

Ελγιστος ομαδισος κλψης προς αποφυγη στοχλιας χωρις προειδοποληση  
 $\rho_{min}=0.5xictm/tyk=0.5x1.9/400=0.00237$ ,  $\rho_{max}=0.0015$ ,  $minAs=0.00150x2050= 1.50cm²$

Ελγος ρηγματος,  $\sigma_s=0.70x400=280N/mm²$  ηγιστη διμετρος ομαδιστου (Κανον. Πιν 15.1)  $\max\phi=20$ ,  $\epsilon_{\lambda\gamma\chi\omicron\varsigma}$  παραμορφωης,  $\alpha L/h=0.59x54/50=1<20$  (Κανον. 16.2, α απο διαγραμια ποδων)

Ομαδισος στο ανοιγμα 418 (10.2cm² εω)

Διαστασιοδληση για ετηνοτα δεγμα  
 ετηνοτα οχεδιασμοι (αποστ. d απο παρεια) Vsd= 187.5-0.60x 57.9= 152.7kN  
 $\rho_{15.08/(20x50)=0.005<0.02$ ,  $V_{r1}=0.22x1.0x(1.2+40x0.005)x20x50x0.1= 30.9kN$   
 $V_{r2}=0.62x0.5, V_{r2}=0.5x0.62x0.10.7x20x0.9x50x0.1= 298kN>152.7=V_{sd}$   
 $V_{sd}/V_{r2}=0.51$  Ελγιστος ομαδισος διτηνοτης,  $s=20cm, Asw=0.0009x20x20= 0.4cm²$  συβετιρες 2-τητοι 8/20  
 $V_{sd}=152.7-30.9=121.8kN, Asw/s=1000x121.8/(0.9x50x347.8)= 7.8cm²/m$  συβετιρες 2-τητοι 8/12

**Υπομειο Δ2 (Δ2Α)** μηκος L= 1.86m, πατος b= 20cm, υψος h= 55cm, συν. πλ. bm= 46cm, πακα h1= 15cm  
  
 διαγραμια ποδων

μητιν C16/20-S400 ποη αολγματος max MsdAB= 39kNm (min= -55kNm)  
 ποη επιρινης A minMsdA= -149kNm (max= 0kNm), ποη επιρινης B minMsdB= 15kNm (max= 35kNm)  
 ετηνοτα δεγμα VsdA= 80kN, ετηνοτα δεγμα VsdB= 32kN, ποη επιρινης Tsd= 0kNm

Ανοιγμα Msd= 39kNm, bm= 0.46m, d= 50cm, Kd= 5.43, ξ= 0.07, x= 3.4<hf= 15cm, ec/es= 1.5/20.0, Ks= 2.95, As= 2.3cm²  
 επιρινη A Msd= 141+ 80x0.10= 149kNm, b= 20cm, d= 50cm, Kd= 1.89, Ks1= 3.52, Ks2= 0.15, As1= 9.9, As2= 0.4cm²

**Επιρινη B Msd= 15kNm, bm= 0.46m, d= 50cm, Kd= 8.74, ξ= 0.04, x= 2.0<hf= 15cm, ec/es= 0.8/20.0, Ks= 2.92, As= 0.9cm²**  
 Ανοιγμα Msd= -55kNm, b= 20cm, d= 50cm, Kd= 3.00, ξ= 0.16, ec/es= 3.5/18.1, Ks= 3.08, As= 3.42cm²

Επιρινη A Msd= 0

**Επιρινη B Msd= 35kNm, bm= 0.46m, d= 50cm, Kd= 5.74, ξ= 0.06, x= 3.2<hf= 15cm, ec/es= 1.4/20.0, Ks= 2.94, As= 2.1cm²**  
 Ελγιστος ομαδισος κλψης προς αποφυγη στοχλιας χωρις προειδοποληση  
 $\rho_{min}=0.5xictm/tyk=0.5x1.9/400=0.00237$ ,  $\rho_{max}=0.0015$ ,  $minAs=0.00150x2050= 1.50cm²$

Ελγος ρηγματος,  $\sigma_s=0.70x400=280N/mm²$  ηγιστη διμετρος ομαδιστου (Κανον. Πιν 15.1)  $\max\phi=20$ ,  $\epsilon_{\lambda\gamma\chi\omicron\varsigma}$  παραμορφωης,  $\alpha L/h=0.27x186/50=1<20$  (Κανον. 16.2, α απο διαγραμια ποδων)

Ομαδισος στο ανοιγμα 412 ( 4.5cm²) Ομαδισος επιρινης Α 418 (10.2cm² εω) 1118 ( 2.5 κτω)

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΑ ΓΙΑ ΤΕΤΡΑΠΛΑ ΔΕΥΤΕΡΗ

Τέτρουσα σχεδίασμοι (από: d από παρτίδα) Vsd = 80.4-0.60x26.2 = 64.6kN

$\rho_1 = 2.26 / (20 \times 50) = 0.00237$ ,  $V_{d1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2140 \times 0.002) \times 20 \times 50 \times 0.1 = 28.4kN$

$v = 0.7-16/200 = 0.620 > 0.5$ ,  $V_{d2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 50 \times 0.1 = 298kN > 64.6 = Vsd$

Vsd/Vrd2 = 0.22 Ελάχιστος ογκισμός διατήρησης, s=20cm, Asw=0.0009x20x20 = 0.4cm<sup>2</sup> συνδετήρες 2-τηντοι 8/20

Vwd = 64.6-28.4 = 36.3kN, Asw/s=1000x36.3/(0.9x50x347.8) = 2.3cm<sup>2</sup>/m συνδετήρες 2-τηντοι 8/20

Υπόγειο A2 (A2B) μήκος L= 2.89m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 55cm, συν. πλ. b.m= 60cm, πλάκα h1= 15cm



μετέν C16/20-S400 ποτή ανοιγματος max MsdAB= 19kNm (min= -13kNm)

ποτή στήριξης A minMsdA= 15kNm(max= 27kNm), ποτή στήριξης B minMsdB= -89kNm(max= 0kNm)

τέτρουσα δέσμη VsdA= 8kN, τέτρουσα δέσμη VsdB= 58kN, ποτή στήριξης Tsd= 0kNm

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΑ ΕΛΛΑΤΙ ΚΑΘΨΗΓ (ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ)

Ανοιγμα Msd= 19kNm, b.m=0.60m, d=50cm, Kd= 9.04,  $\xi = 0.04$ , x= 1.9<h=15cm, ec/es=0.8/20.0, Ks=2.91, As= 1.1cm<sup>2</sup>

Στήριξη A Msd= 15kNm, b.m=0.60m, d=50cm, Kd=10.02,  $\xi = 0.03$ , x= 1.7<h=15cm, ec/es=0.7/20.0, Ks=2.91, As= 0.9cm<sup>2</sup>

Στήριξη B Msd= -89+ 58x0.10= -83kNm, b=20cm, d=50cm, Kd= 2.45,  $\xi = 0.25$ , ec/es=3.5/10.3, Ks=3.22, As= 5.4cm<sup>2</sup>

Ανοιγμα Msd= -13kNm, b=20cm, d=50cm, Kd= 6.20,  $\xi = 0.06$ , ec/es=1.3/20.0, Ks=2.94, As= 0.76cm<sup>2</sup>

Στήριξη A Msd= 27kNm, b.m=0.60m, d=50cm, Kd= 7.48,  $\xi = 0.05$ , x= 2.4<h=15cm, ec/es=1.0/20.0, Ks=2.92, As= 1.6cm<sup>2</sup>

Στήριξη B Msd= 0

Ογκισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm<sup>2</sup>) Ογκισμός στήριξη-B 4#14 (6.2cm<sup>2</sup> άνω)

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΑ ΓΙΑ ΤΕΤΡΑΠΛΑ ΔΕΥΤΕΡΗ

τέτρουσα σχεδίασμοι (από: d από παρτίδα) Vsd= 58.3-0.60x23.1= 44.5kN

$\rho_1 = 2.26 / (20 \times 50) = 0.00237$ ,  $V_{d1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2+40 \times 0.002) \times 20 \times 50 \times 0.1 = 28.4kN$

$v = 0.7-16/200 = 0.620 > 0.5$ ,  $V_{d2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 50 \times 0.1 = 298kN > 44.5 = Vsd$

Vsd/Vrd2 = 0.15 Ελάχιστος ογκισμός διατήρησης, s=20cm, Asw=0.0009x20x20 = 0.4cm<sup>2</sup> συνδετήρες 2-τηντοι 8/20

Vwd = 44.5-28.4 = 16.1kN, Asw/s=1000x16.1/(0.9x50x347.8) = 1.0cm<sup>2</sup>/m συνδετήρες 2-τηντοι 8/20

Υπόγειο A3 (A3A) μήκος L= 5.08m, πλάτος b= 20cm, ύψος h= 55cm, συν. πλ. b.m= 91cm, πλάκα h1= 15cm



μετέν C16/20-S400 ποτή ανοιγματος max MsdAB= 90kNm (min= 0kNm)

ποτή στήριξης A minMsdA= -89kNm(max= 0kNm), ποτή στήριξης B minMsdB= 0kNm(max= 0kNm)

τέτρουσα δέσμη VsdA= 119kN, τέτρουσα δέσμη VsdB= 85kN, ποτή στήριξης Tsd= 0kNm

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΑ ΕΛΛΑΤΙ ΚΑΘΨΗΓ (ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ)

Ανοιγμα Msd= 90kNm, b.m=0.91m, d=50cm, Kd= 5.03,  $\xi = 0.08$ , x= 3.8<h=15cm, ec/es=1.6/20.0, Ks=2.96, As= 5.3cm<sup>2</sup>

Στήριξη A Msd= -89+ 119x0.10= -77kNm, b=20cm, d=50cm, Kd= 2.54,  $\xi = 0.23$ , ec/es=3.5/11.5, Ks=3.18, As= 4.9cm<sup>2</sup>

Ελάχιστος ογκισμός καθΨηΓ προς αποφυγή αστοχίας Χορτς προεξοχήση

$\rho_{min} = 0.5 \times \xi_{ctm} / \xi_{yk} = 0.5 \times 1.9/400 = 0.00237$ ,  $\rho_{max} = 0.0015$ , minAs=0.00150x2050 = 1.50cm<sup>2</sup>

Ελάχιστος ογκισμός καθΨηΓ προς αποφυγή αστοχίας Χορτς προεξοχήση

Ελάχιστος ογκισμός καθΨηΓ προς αποφυγή αστοχίας Χορτς προεξοχήση

Ογκισμός στο άνοιγμα 4#14 (6.2cm<sup>2</sup>) Ογκισμός στήριξη-A 4#14 (6.2cm<sup>2</sup> άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμός (απόστ. d από παρειά)  $V_{sd} = 118.9 - 0.60 \times 40.2 = 94.8 \text{ kN}$

$\rho_1 = 3.08 / (20 \times 50) = 0.003 < 0.02$ ,  $V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.003) \times 20 \times 50 \times 0.1 = 29.1 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 16 / 200 = 0.620 > 0.5$ ,  $V_{rd2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 50 \times 0.1 = 298 \text{ kN} > 94.8 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.32$  Ελάχιστος οπλισμός διαμήκης,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 20 = 0.4 \text{ cm}^2$  συνδεδεμένες 2-τήριες Φ8/20

$V_{sd} = 94.8 - 25.1 = 65.7 \text{ kN}$ ,  $A_{sw} / s = 1000 \times 65.7 / (0.9 \times 50 \times 347.8) = 4.2 \text{ cm}^2 / \text{m}$  συνδεδεμένες 2-τήριες Φ8/20

**Υπόλειο Δ4 (Δ4)** μήκος  $L = 4.74 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 20 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 55 \text{ cm}$ , συν. πλ.  $b_m = 86 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$

Διάγραμμα ρομών

Μέγιστος  $M_{EdAB} = 124 \text{ kNm}$  (min) =  $0 \text{ kNm}$  (max)

Ροπή στρέψης  $B$  min  $M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ , ροπή στρέψης  $B$  max  $M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$  (max) =  $0 \text{ kNm}$

Τέμνουσα δύναμη  $V_{sdA} = 105 \text{ kN}$ , τέμνουσα δύναμη  $V_{sdB} = 105 \text{ kN}$ , ροπή στρέψης  $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έλκευι κήψης (οριακή κατάσταση ατοχίας)

Μέσ  $M_{sd} = 124 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.86 \text{ m}$ ,  $d = 50 \text{ cm}$ ,  $K_d = 4.18$ ,  $\xi = 0.10$ ,  $x = 4.8 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 2.1 / 20.0$ ,  $K_s = 2.98$ ,  $A_s = 7.4 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κήψης προς αποφυγή ατοχίας χρετίς προεξοχήση

$\rho_{min} = 0.5 \times \xi_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 1.9 / 400 = 0.00237$ ,  $\rho_{max} = 0.0015$ ,  $\rho_{min} A_s = 0.0015 \times 2050 = 1.50 \text{ cm}^2$

Ελέγχος ρηγματώσης,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διέτρητος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \phi = 20$ , Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\alpha L / h = 1.00 \times 4.74 / 50 = 9 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ρομών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ16 (8.0 cm<sup>2</sup>)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμός (απόστ. d από παρειά)  $V_{sd} = 104.5 - 0.60 \times 44.1 = 78.0 \text{ kN}$

$\rho_1 = 4.02 / (20 \times 50) = 0.004 < 0.02$ ,  $V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.004) \times 20 \times 50 \times 0.1 = 29.9 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 16 / 200 = 0.620 > 0.5$ ,  $V_{rd2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 50 \times 0.1 = 298 \text{ kN} > 78.0 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.26$  Ελάχιστος οπλισμός διαμήκης,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 20 = 0.4 \text{ cm}^2$  συνδεδεμένες 2-τήριες Φ8/20

$V_{sd} = 79.0 - 29.9 = 48.1 \text{ kN}$ ,  $A_{sw} / s = 1000 \times 48.1 / (0.9 \times 50 \times 347.8) = 3.1 \text{ cm}^2 / \text{m}$  συνδεδεμένες 2-τήριες Φ8/20

**Υπόλειο Δ5 (Δ5)** μήκος  $L = 4.74 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 20 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 55 \text{ cm}$ , συν. πλ.  $b_m = 86 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$

Διάγραμμα ρομών

Μέγιστος  $M_{EdAB} = 124 \text{ kNm}$  (min) =  $0 \text{ kNm}$  (max)

Ροπή στρέψης  $B$  min  $M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ , ροπή στρέψης  $B$  max  $M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$  (max) =  $0 \text{ kNm}$

Τέμνουσα δύναμη  $V_{sdA} = 105 \text{ kN}$ , τέμνουσα δύναμη  $V_{sdB} = 105 \text{ kN}$ , ροπή στρέψης  $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έλκευι κήψης (οριακή κατάσταση ατοχίας)

Μέσ  $M_{sd} = 124 \text{ kNm}$ ,  $b_m = 0.86 \text{ m}$ ,  $d = 50 \text{ cm}$ ,  $K_d = 4.17$ ,  $\xi = 0.10$ ,  $x = 4.8 < h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $ec/es = 2.1 / 20.0$ ,  $K_s = 2.98$ ,  $A_s = 7.4 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κήψης προς αποφυγή ατοχίας χρετίς προεξοχήση

$\rho_{min} = 0.5 \times \xi_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 1.9 / 400 = 0.00237$ ,  $\rho_{max} = 0.0015$ ,  $\rho_{min} A_s = 0.0015 \times 2050 = 1.50 \text{ cm}^2$

Ελέγχος ρηγματώσης,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διέτρητος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \phi = 20$ , Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\alpha L / h = 1.00 \times 4.74 / 50 = 9 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ρομών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ16 (8.0 cm<sup>2</sup>)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμός (απόστ. d από παρειά)  $V_{sd} = 104.8 - 0.60 \times 44.2 = 78.2 \text{ kN}$

$\rho_1 = 4.02 / (20 \times 50) = 0.004 < 0.02$ ,  $V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.004) \times 20 \times 50 \times 0.1 = 29.9 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 16 / 200 = 0.620 > 0.5$ ,  $V_{rd2} = 0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 50 \times 0.1 = 298 \text{ kN} > 78.2 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.26$  Ελάχιστος οπλισμός διαμήκης,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 20 = 0.4 \text{ cm}^2$  συνδεδεμένες 2-τήριες Φ8/20

$V_{sd} = 78.2 - 29.9 = 48.3 \text{ kN}$ ,  $A_{sw} / s = 1000 \times 48.3 / (0.9 \times 50 \times 347.8) = 3.1 \text{ cm}^2 / \text{m}$  συνδεδεμένες 2-τήριες Φ8/20

**Υπόλειο Δ6 (Δ6)** μήκος  $L = 4.11 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 20 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 50 \text{ cm}$ , συν. πλ.  $b_m = 77 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$

Διάγραμμα ρομών

Μέγιστος  $M_{EdAB} = 35 \text{ kNm}$  (min) =  $0 \text{ kNm}$  (max)

Ροπή στρέψης  $B$  min  $M_{sdB} = -72 \text{ kNm}$  (max) =  $0 \text{ kNm}$

Ροπή στρέψης  $A$  min  $M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$  (max) =  $0 \text{ kNm}$ , ροπή στρέψης  $B$  max  $M_{sdB} = 70 \text{ kNm}$ , ροπή στρέψης  $T_{sd} = 1 \text{ kNm}$

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΤΗ ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

Ανοίγματα  $M_{sd} = 35 \text{ kNm}, b_m = 0.77 \text{ m}, d = 45 \text{ cm}, K_d = 6.67, \xi = 0.05, x = 2.4 < h_f = 15 \text{ cm}, e_c/es = 1.2/20.0, K_s = 2.93, A_s = 2.3 \text{ cm}^2$

Στήριξη Β  $M_{sd} = -72 + 70 \times 0.10 = -65 \text{ kNm}, b = 20 \text{ cm}, d = 45 \text{ cm}, K_d = 2.50, \xi = 0.24, e_c/es = 3.5/10.9, K_s = 3.20, A_s = 4.6 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κατά μήκος προς αποφυγή σπασίματος  $\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm}/f_{yk} = 0.5 \times 1.9/400 = 0.00237, \rho_{max} = 0.0015, \rho_{min} A_s = 0.00150 \times 2045 = 1.35 \text{ cm}^2$

Ελέγχος ρηγματώσεως,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διήθητρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \phi = 20$ , Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\sigma_s/b = 0.50 \times 411/45 = 5 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποσών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup>) οπλισμός στήριξη-Β 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω)

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΤΗ ΓΙΑ ΕΠΙΒΛΕΨΑ ΔΕΥΤΕΡΗ

Τέμνουσα σχεδιασμού (από d από παρ. d)  $V_{sd} = 70.2 - 0.55 \times 27.9 = 54.9 \text{ kN}$

$\rho_1 = 2.26/(20 \times 45) = 0.003 < 0.02, V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.003) \times 20 \times 45 \times 0.1 = 25.7 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 16/200 = 0.62 > 0.5, V_{rd2} = 0.5 \times 0.62 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 0.1 = 268 \text{ kN} > 54.9 = V_{sd}$

$V_{sd}/V_{rd2} = 0.20$  Ελάχιστος οπλισμός διήθητρος,  $s = 20 \text{ cm}, A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 20 = 0.4 \text{ cm}^2$  συνδετήρες 2-τήρητοι φ8/20

$V_{sd} = 54.9 - 25.7 = 29.1 \text{ kN}, A_{sw}/s = 1000 \times 29.1/(0.9 \times 45 \times 347.8) = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$  συνδετήρες 2-τήρητοι φ8/20

Υπόγειο Δ7 (Δ7Β)

μήκος  $L = 4.35 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 20 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 50 \text{ cm}$ , ο.υ.υ. π.λ.  $b_m = 81 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$



διαγράμματα ποσών

μικρόν  $C_{16/20-S40}$  ποη άνογματος max  $M_{sdAB} = 58 \text{ kNm}$  (min)  $= 0 \text{ kNm}$

ποη στήριξης Α min  $M_{sdA} = -73 \text{ kNm}$  (max)  $= 0 \text{ kNm}$ , ποη στήριξης Β min  $M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$  (max)  $= 0 \text{ kNm}$

τέμνουσα δέμνου  $V_{sdA} = 93 \text{ kN}$ , τέμνουσα δέμνου  $V_{sdB} = 65 \text{ kN}$ , ποη στήριξης  $T_{sd} = 1 \text{ kNm}$

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΤΗ ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

Ανοίγματα  $M_{sd} = 58 \text{ kNm}, b_m = 0.81 \text{ m}, d = 45 \text{ cm}, K_d = 5.31, \xi = 0.07, x = 3.2 < h_f = 15 \text{ cm}, e_c/es = 1.5/20.0, K_s = 2.95, A_s = 3.8 \text{ cm}^2$

Στήριξη Α  $M_{sd} = -73 + 93 \times 0.10 = -64 \text{ kNm}, b = 20 \text{ cm}, d = 45 \text{ cm}, K_d = 2.52, \xi = 0.24, e_c/es = 3.5/11.2, K_s = 3.19, A_s = 4.5 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κατά μήκος προς αποφυγή σπασίματος  $\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm}/f_{yk} = 0.5 \times 1.9/400 = 0.00237, \rho_{max} = 0.0015, \rho_{min} A_s = 0.00150 \times 2045 = 1.35 \text{ cm}^2$

Ελέγχος ρηγματώσεως,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διήθητρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \phi = 20$ , Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\sigma_s/b = 0.56 \times 435/45 = 5 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποσών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup>) οπλισμός στήριξη-Α 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup> άνω)

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΤΗ ΓΙΑ ΕΠΙΒΛΕΨΑ ΔΕΥΤΕΡΗ

Τέμνουσα σχεδιασμού (από d από παρ. d)  $V_{sd} = 92.9 - 0.55 \times 36.3 = 72.9 \text{ kN}$

$\rho_1 = 2.26/(20 \times 45) = 0.003 < 0.02, V_{rd1} = 0.22 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.003) \times 20 \times 45 \times 0.1 = 25.7 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 16/200 = 0.62 > 0.5, V_{rd2} = 0.5 \times 0.62 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 0.1 = 268 \text{ kN} > 72.9 = V_{sd}$

$V_{sd}/V_{rd2} = 0.27$  Ελάχιστος οπλισμός διήθητρος,  $s = 20 \text{ cm}, A_{sw} = 0.0009 \times 20 \times 20 = 0.4 \text{ cm}^2$  συνδετήρες 2-τήρητοι φ8/20

$V_{sd} = 72.9 - 25.7 = 47.2 \text{ kN}, A_{sw}/s = 1000 \times 47.2/(0.9 \times 45 \times 347.8) = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m}$  συνδετήρες 2-τήρητοι φ8/20

Υπόγειο Δ8 (Δ8)

μήκος  $L = 2.13 \text{ m}$ , πλάτος  $b = 20 \text{ cm}$ , ύψος  $h = 55 \text{ cm}$ , ο.υ.υ. π.λ.  $b_m = 50 \text{ cm}$ , πλάκα  $h_1 = 15 \text{ cm}$



διαγράμματα ποσών

μικρόν  $C_{16/20-S40}$  ποη άνογματος max  $M_{sdAB} = 14 \text{ kNm}$  (min)  $= 0 \text{ kNm}$

ποη στήριξης Α min  $M_{sdA} = -25 \text{ kNm}$  (max)  $= 0 \text{ kNm}$ , ποη στήριξης Β min  $M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$  (max)  $= 0 \text{ kNm}$

τέμνουσα δέμνου  $V_{sdA} = 58 \text{ kN}$ , τέμνουσα δέμνου  $V_{sdB} = 35 \text{ kN}$ , ποη στήριξης  $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΤΗ ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

Ανοίγματα  $M_{sd} = 14 \text{ kNm}, b_m = 0.50 \text{ m}, d = 50 \text{ cm}, K_d = 9.49, \xi = 0.04, x = 1.9 < h_f = 15 \text{ cm}, e_c/es = 0.8/20.0, K_s = 2.91, A_s = 0.8 \text{ cm}^2$

Στήριξη Α  $M_{sd} = -25 + 58 \times 0.10 = -19 \text{ kNm}, b = 20 \text{ cm}, d = 50 \text{ cm}, K_d = 5.16, \xi = 0.07, e_c/es = 1.6/20.0, K_s = 2.95, A_s = 1.1 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κατά μήκος προς αποφυγή σπασίματος  $\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm}/f_{yk} = 0.5 \times 1.9/400 = 0.00237, \rho_{max} = 0.0015, \rho_{min} A_s = 0.00150 \times 2050 = 1.50 \text{ cm}^2$

Ελέγχος ρηγματώσεως,  $\sigma_s = 0.70 \times 400 = 280 \text{ N/mm}^2$  μέγιστη διήθητρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1)  $\max \phi = 20$ , Ελέγχος παραμόρφωσης,  $\sigma_s/b = 0.51 \times 212/50 = 2 < 20$  (Κανον. 16.2, α από διαγράμματα ποσών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm<sup>2</sup>) οπλισμός στήριξη-Α 1φ12 (1.1cm<sup>2</sup> άνω)

Διεύθυνση Αρχαιοτήτων για πληροφορίες

Τέχνες σχεδίασης (από: d από παλαιά) Vsd= 57.8-0.60x 43.5= 31.7kN

$p1-2.26/(20 \times 50) - 0.002 < 0.02$ ,  $Vrd1-0.22 \times 1.0 \times (1.2140 \times 0.002) \times 20 \times 50 \times 0.1 - 28.4kN$

$v=0.7-16/200=0.620 > 0.5$ ,  $Vrd2=0.5 \times 0.620 \times 10.7 \times 20 \times 0.9 \times 50 \times 0.1 = 298kN > 31.7=Vsd$

$Vsd/Vrd2=0.11$  Ελέγχεται ο συντελεστής διαίρεσης,  $s=20cm$ ,  $Asw=0.0009 \times 20 \times 20 = 0.4cm^2$  συντελεστής 2-τηντοι 8/20

$Vsd=31.7-28.4=3.3kN$ ,  $Asw/s=1000 \times 3.3/(0.9 \times 50 \times 347.8) = 0.2cm^2/m$  συντελεστής 2-τηντοι 8/20

Φορτία τοίχων

Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα καταγεγραμμένα φορτία των ηακωνων στους αντιστοιχοντες τοιχους καθως και τα ουκ επιμετρημενα φορτία οριζ. βελοειδ. εφορτισ. των δοκων.

Τόξετο T8 Διαστάσεις ηλίκος=20.80m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Εξον x = 0.00m, y = 8.93m, θ = 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 78.14m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 78.14x 14.3 = 1117.4 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, ηόβηο= 0.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m

Νευαίκο φορτίο στον τοίχο and θάντο ηόβηο Gb= 0.0 kN, κλινητό gb= 0.0 kN

φορτίο and ανεπρελμένο τοίχο ηόβηο Ga= 0.0 kN, κλινητό ga= 0.0 kN

φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T1 ηόβηο Gx= 1117.4 kN, κλινητό gx= 0.0 kN

Τόξετο T9

Διαστάσεις ηλίκος= 9.20m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Εξον x=20.52m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 34.14m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 34.14x 14.3 = 488.3 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, ηόβηο= 0.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m

Νευαίκο φορτίο στον τοίχο and θάντο ηόβηο Gb= 0.0 kN, κλινητό gb= 0.0 kN

φορτίο and ανεπρελμένο τοίχο ηόβηο Ga= 0.0 kN, κλινητό ga= 0.0 kN

φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T2 ηόβηο Gx= 488.3 kN, κλινητό gx= 0.0 kN

Τόξετο T10

Διαστάσεις ηλίκος=20.80m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Εξον x = 0.00m, y = 0.28m, θ = 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 77.23m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 77.23x 14.3 = 1104.3 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, ηόβηο= 0.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m

Νευαίκο φορτίο στον τοίχο and θάντο ηόβηο Gb= 0.0 kN, κλινητό gb= 0.0 kN

φορτίο and ανεπρελμένο τοίχο ηόβηο Ga= 0.0 kN, κλινητό ga= 0.0 kN

φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T3 ηόβηο Gx= 1104.3 kN, κλινητό gx= 0.0 kN

Τόξετο T11

Διαστάσεις ηλίκος= 9.20m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Εξον x - 0.28m, y - 0.00m, θ - 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 35.28m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 35.28x 14.3 = 504.5 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, ηόβηο= 0.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m

Νευαίκο φορτίο στον τοίχο and θάντο ηόβηο Gb= 0.0 kN, κλινητό gb= 0.0 kN

φορτίο and ανεπρελμένο τοίχο ηόβηο Ga= 0.0 kN, κλινητό ga= 0.0 kN

φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T4 ηόβηο Gx= 504.5 kN, κλινητό gx= 0.0 kN

Τόξετο T14

Διαστάσεις ηλίκος= 6.57m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.40m

Εξον x=15.84m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 28.24m<sup>2</sup>

Αιθροισμ 0.40

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 28.24x 10.4 = 293.7 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, ηόβηο= 0.0kN/m κλινητό= 0.0kN/m

Νευαίκο φορτίο στον τοίχο and θάντο ηόβηο Gb= 0.0 kN, κλινητό gb= 0.0 kN

φορτίο and ανεπρελμένο τοίχο ηόβηο Ga= 0.0 kN, κλινητό ga= 0.0 kN

φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T7 ηόβηο Gx= 293.7 kN, κλινητό gx= 0.0 kN

Τόξετο

Νευαίκα φορτία ορόφου

Ουίκα κατακόρυφα φορτία ορόφου and τοίχου, ηόβηο G1= 3508 kN, κλινητό g1= 0 kN

Ουίκα κατακόρυφα φορτία ορόφου and υποκατασκευα, ηόβηο G2= 0 kN, κλινητό g2= 0 kN

Ουίκα κατακόρυφα φορτία ορόφου (θάντο+τοίχο), ηόβηο G3= 3508 kN, κλινητό g3= 0 kN

Νευαίκο φορτίο and ανεπρελμένο τοίχο ηόβηο Ga= 0.0 kN, κλινητό ga= 0.0 kN

Νευαίκο φορτίο and ανεπρελμένο τοίχο ηόβηο Gx= 3508 kN, κλινητό gx= 0.0 kN

Ουίκα ηαία ορόφου Mo=(1.0xG3+0.3xg3)/9.81= 3508/9.81= 358 kNsec<sup>2</sup>/m

Τελώνιο		Κέντρο Μάζας ορόφου		Τόλχος	
Τόλχος	Μάζα ΚΝ/σετ/μ	χμ	χμ	χμ	χμ
Τ8	113.9	10.40	8.93	1184.60	1016.59
Τ9	49.8	20.52	4.60	1021.65	228.97
Τ10	112.6	10.40	0.28	1170.72	30.96
Τ11	51.4	0.28	4.60	14.14	236.56
Τ14	29.9	15.84	3.29	474.23	98.35
Σύνολο		358.0	3865.34	1611.43	1611.43
Κέντρο μάζας ορόφου		χμ=3865.34/358.00=10.80μ, γμ=1611.43/358.00=4.50μ		Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδυναμικές των αντίστοιχων φορτίων στα κτίρια των τολών και υπολογίζονται.	

Υπόγειο Τ1 Διανομέας μήκος=20.85μ, ύψος=3.20μ, πάχος=0.75μ

Εξον x = 0.00μ, γ = 8.82μ, θ = 0.00°, επιφάνεια τολών= 58.06μ²

Αιθροισμ 0.75  
 Ισό βάρος τολών Gt = 58.06x 19.5 = 1132.1 ΚΝ

Τραχηλικό φορτίο επί τολών, πόσιμο = 0.0ΚΝ/μ κλιπιδ = 0.0ΚΝ/μ

Φορτίο από πλάκα Τ1, πόσιμο g = 7.2ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 7.1ΚΝ/μ, από 0.40μ πέλρι 5.90μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ3, πόσιμο g = 4.3ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 4.2ΚΝ/μ, από 5.90μ πέλρι 10.70μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ6, πόσιμο g = 4.8ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 4.7ΚΝ/μ, από 10.70μ πέλρι 15.70μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ8, πόσιμο g = 6.2ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 5.9ΚΝ/μ, από 15.70μ πέλρι 20.50μ  
 Φορτίο από δοκ Τ7, πόσιμο G = 25ΚΝ, κλιπιδ Q = 21ΚΝ σε απόστασ 5.90μ  
 Φορτίο από δοκ Τ8, πόσιμο G = 14ΚΝ, κλιπιδ Q = 11ΚΝ σε απόστασ 10.70μ

Συνολικό φορτίο στον τολό και όπισθο πόσιμο GΣ = 152.9 ΚΝ, κλιπιδ QΣ = 142.4 ΚΝ  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολό Τ8 πόσιμο Gα = 1117.4 ΚΝ, κλιπιδ Qα = 0.0 ΚΝ  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολό πόσιμο Gκ = 2402.4 ΚΝ, κλιπιδ Qκ = 142.4 ΚΝ

Διανομέας μήκος=9.20μ, ύψος=3.20μ, πάχος=0.75μ

Εξον x = 20.48μ, γ = 90.00°, θ = 90.00°, επιφάνεια τολών= 23.55μ²

Αιθροισμ 0.75  
 Ισό βάρος τολών Gt = 23.55x 19.5 = 459.2 ΚΝ

Τραχηλικό φορτίο επί τολών, πόσιμο = 0.0ΚΝ/μ κλιπιδ = 0.0ΚΝ/μ

Φορτίο από πλάκα Τ8, πόσιμο g = 1.4ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 1.4ΚΝ/μ, από 5.90μ πέλρι 8.80μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ10, πόσιμο g = 1.5ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 1.4ΚΝ/μ, από 0.40μ πέλρι 3.30μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ9, πόσιμο g = 3.7ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 3.2ΚΝ/μ, από 3.30μ πέλρι 5.90μ  
 Φορτίο από δοκ Τ4, πόσιμο G = 42ΚΝ, κλιπιδ Q = 32ΚΝ σε απόστασ 5.90μ  
 Φορτίο από δοκ Τ5, πόσιμο G = 42ΚΝ, κλιπιδ Q = 32ΚΝ σε απόστασ 3.30μ

Συνολικό φορτίο στον τολό και όπισθο πόσιμο GΣ = 102.1 ΚΝ, κλιπιδ QΣ = 80.5 ΚΝ  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολό Τ9 πόσιμο Gα = 488.3 ΚΝ, κλιπιδ Qα = 0.0 ΚΝ  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολό πόσιμο Gκ = 1049.6 ΚΝ, κλιπιδ Qκ = 80.5 ΚΝ

Διανομέας μήκος=20.85μ, ύψος=3.20μ, πάχος=0.75μ

Εξον x = 0.00μ, γ = 0.38μ, θ = 0.00°, επιφάνεια τολών= 62.93μ²

Αιθροισμ 0.75  
 Ισό βάρος τολών Gt = 62.93x 19.5 = 1227.0 ΚΝ

Τραχηλικό φορτίο επί τολών, πόσιμο = 0.0ΚΝ/μ κλιπιδ = 0.0ΚΝ/μ

Φορτίο από πλάκα Τ2, πόσιμο g = 7.2ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 7.1ΚΝ/μ, από 0.40μ πέλρι 5.90μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ4, πόσιμο g = 2.7ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 2.3ΚΝ/μ, από 5.90μ πέλρι 7.80μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ5, πόσιμο g = 1.0ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 1.0ΚΝ/μ, από 7.80μ πέλρι 10.70μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ7, πόσιμο g = 5.0ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 4.9ΚΝ/μ, από 10.70μ πέλρι 15.70μ  
 Φορτίο από πλάκα Τ10, πόσιμο g = 6.2ΚΝ/μ, κλιπιδ q = 5.9ΚΝ/μ, από 15.70μ πέλρι 20.50μ  
 Φορτίο από δοκ Τ6, πόσιμο G = 17ΚΝ, κλιπιδ Q = 15ΚΝ σε απόστασ 5.90μ

Συνολικό φορτίο στον τολό και όπισθο πόσιμο GΣ = 119.7 ΚΝ, κλιπιδ QΣ = 114.1 ΚΝ  
 Φορτίο από υπερκείμενο τολό Τ10 πόσιμο Gα = 1104.3 ΚΝ, κλιπιδ Qα = 0.0 ΚΝ  
 Φορτίο σε υποκείμενο τολό πόσιμο Gκ = 2451.0 ΚΝ, κλιπιδ Qκ = 114.1 ΚΝ



Углы

Διαστάσεις μήκος = 9.20m, ύψος = 3.20m, πλάτος = 0.75m

Αιθέρας 0.15

Θέση x = 0.38m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου = 29.44m²

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 29.44x 19.5 = 574.1 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόνο = 0.0kN/m κλίση = 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα

Φορτίο από δοκό

Π2, πόνο g = 3.1kN/m, κλίση q = 3.0kN/m, από 0.40m πλάτος 4.50m  
Π1, πόνο g = 3.6kN/m, κλίση q = 3.5kN/m, από 4.50m πλάτος 8.80m  
Δ1, πόνο G = 54kN, κλίση Q = 40kN σε απόσταση 4.50m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από βάρος πόνο Gb = 82.3 kN, κλίση Qb = 67.2 kN

Φορτίο από ανεκρίπνο τοίχο T11 πόνο Ga = 504.5 kN, κλίση Qa = 0.0 kN

Φορτίο σε ανεκρίπνο τοίχο πόνο Gx = 1160.9 kN, κλίση Qx = 67.2 kN

Углы

Διαστάσεις μήκος = 7.00m, ύψος = 3.20m, πλάτος = 0.40m

Αιθέρας 0.40

Θέση x = 7.77m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου = 22.40m²

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 22.40x 10.4 = 233.0 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόνο = 0.0kN/m κλίση = 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα

Φορτίο από δοκό

Π4Π5, πόνο g = 12.9kN/m, κλίση q = 11.2kN/m, από 0.40m πλάτος 4.50m  
Π3, πόνο g = 12.9kN/m, κλίση q = 10.2kN/m, από 4.50m πλάτος 7.00m  
Δ2, πόνο G = 31kN, κλίση Q = 7kN σε απόσταση 4.50m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από βάρος πόνο Gb = 115.9 kN, κλίση Qb = 78.4 kN

Φορτίο από ανεκρίπνο τοίχο πόνο Ga = 0.0 kN, κλίση Qa = 0.0 kN

Φορτίο σε ανεκρίπνο τοίχο πόνο Gx = 348.9 kN, κλίση Qx = 78.4 kN

Углы

Διαστάσεις μήκος = 7.00m, ύψος = 3.20m, πλάτος = 0.40m

Αιθέρας 0.40

Θέση x = 10.71m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου = 22.40m²

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 22.40x 10.4 = 233.0 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόνο = 0.0kN/m κλίση = 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα

Φορτίο από δοκό

Π3Π6, πόνο g = 15.4kN/m, κλίση q = 13.4kN/m, από 4.50m πλάτος 6.70m  
Δ2, πόνο G = 33kN, κλίση Q = 9kN σε απόσταση 4.50m  
Δ3, πόνο G = 50kN, κλίση Q = 34kN σε απόσταση 4.50m  
Δ8, πόνο G = 23kN, κλίση Q = 18kN σε απόσταση 6.70m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από βάρος πόνο Gb = 198.5 kN, κλίση Qb = 141.5 kN

Φορτίο από ανεκρίπνο τοίχο πόνο Ga = 0.0 kN, κλίση Qa = 0.0 kN

Φορτίο σε ανεκρίπνο τοίχο πόνο Gx = 431.5 kN, κλίση Qx = 141.5 kN

Углы

Διαστάσεις μήκος = 9.20m, ύψος = 3.20m, πλάτος = 0.60m

Αιθέρας M2 0.60

Θέση x = 15.74m, y = 0.00m, θ = 90.00°, επιφάνεια τοίχου = 29.44m²

Ιδιο βάρος τοίχου Gt = 29.44x 15.6 = 459.3 kN

Τραχηλικό φορτίο επί τοίχου, πόνο = 0.0kN/m κλίση = 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα

Φορτίο από δοκό

Π6Π9, πόνο g = 11.2kN/m, κλίση q = 9.7kN/m, από 4.50m πλάτος 5.90m  
Π6Π8, πόνο g = 9.5kN/m, κλίση q = 8.2kN/m, από 5.90m πλάτος 8.80m  
Π7Π10, πόνο g = 9.0kN/m, κλίση q = 7.7kN/m, από 0.40m πλάτος 3.30m  
Π7Π9, πόνο g = 10.5kN/m, κλίση q = 9.2kN/m, από 3.30m πλάτος 4.50m  
Δ4, πόνο G = 42kN, κλίση Q = 32kN σε απόσταση 5.90m  
Δ3, πόνο G = 35kN, κλίση Q = 25kN σε απόσταση 4.50m  
Δ5, πόνο G = 42kN, κλίση Q = 32kN σε απόσταση 3.30m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από βάρος πόνο Gb = 201.0 kN, κλίση Qb = 159.6 kN

Φορτίο από ανεκρίπνο τοίχο T14 πόνο Ga = 293.7 kN, κλίση Qa = 0.0 kN

Φορτίο σε ανεκρίπνο τοίχο πόνο Gx = 954.0 kN, κλίση Qx = 159.6 kN

Υπόγειο		Επιγειακή φορτία ορόφων			
Ουλικά κατακόρυφα φορτία ορόφων από τοίχους,					
μόνιμα G1=					
5290 kN, κινητά G1=					
784 kN					
152 kN					
936 kN					
Ουλικά κατακόρυφα φορτία ορόφων (όπισθεν τοίχου),					
μόνιμα G2=					
296 kN, κινητά G2=					
152 kN					
936 kN					
Επιβάρυνση ορόφων για κατακόρυφη φόρτιση, ουλικά φορτία ορόφων (1.35xG0+1.50xG3) =					
8945 kN					
Επιβάρυνση ορόφων για σεισμική φόρτιση, ουλικά φορτία ορόφων (1.00xG0+0.30xG3) =					
5867 kN					
Ουλική μάζα ορόφων Mo=(1.0xG0+0.3xG3)/9.81=					
5867/9.81=					
598 kNsec <sup>2</sup> /m					
Υπόγειο		Κέντρο μάζας ορόφων			
Τόλχος	Μάζα kNsec <sup>2</sup> /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	135.3	10.43	8.82	1110.96	1194.41
T2	59.7	20.48	4.60	1221.93	274.52
T3	140.8	10.43	0.38	1467.50	52.79
T4	69.0	0.38	4.60	25.86	317.25
T5	38.0	7.77	3.50	294.97	132.87
T6	48.3	10.71	3.50	517.43	169.10
T7	72.2	15.74	4.60	1136.26	332.07
T1	24.3	5.91	4.48	143.57	108.83
T2	10.6	10.66	4.51	112.53	47.62
Σύνολα		598.0	6331.01	2629.46	2629.46
Κέντρο μάζας ορόφων xm=6331.01/598.00=10.59m, ym=2629.46/598.00=4.40m					
Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφων, θεωρήσε μάζες ισοδύναμες των αντίστοιχων φορτίων στα κέντρα των τόλχων και υποστηρίκτων.					

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ 3.5)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαθίστα του τοίχων, οι οποίες είναι συνάρτηση της ύψους και της μάζας του τοίχου. Η επιβολή οριζόντιων δυναμικών σεισμικών μεταβιβάσεων του πλάτους και κλίμακας του τοίχου, πραγματοποιείται επίσης οριζοντιών (πλάτος στρώσης) μεταβιβάσεων στοίχων στρώσεων κόμβων.

Για κάθε τοίχο υπολογίζεται και η προσεγγιστική οριζόντια ακαθίστα (Χωρίς αεροστατική) =  $1/(h_3/12EI + 1.2h/GA)$

Τεχνικά στοιχεία Αντισεισμικών Σχεδιασμών

Κατηγορία: TI α=0.24g

T1=0.20sec T2=0.80sec

24 γι=1.30

Αντισεισμική q=2.0 ΕΑΚ 2.3.5 και Πιν. 2.6

Ευαισθητοί Σημείων

Διόρθωσης συντ. ανόρθωσης η=1.00 ΕΑΚ 2.3.1[2] και Πιν.2.8

Σημειώθηκε διόρθωσης κτιρίων (προσεγγιστική ΕΑΚ 3.5.2)  $T=0.09+H/(H/(H+L))^{1/2} = 0.08sec$

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού Rd(T)=a.g.γι.η.θ.βο/φ=0.24x1.30x1.0x1.5xg/2.00g=0.390g

Ευνοϊκή μέγιστη κατακρήνη δ = (358+ 956) = 956 kNsec/m

Τέχνητα βάρη Vo= 956x0.390x9.81= 3658 kN

Κατανομή κατανομή σεισμικής δύναμης (ΕΑΚ 3.5.1) ως σε κανονικά κτίρια.

(σε κάθε όροφο αναλογεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλκετος κανονικότητας κτιρίων)

Ορόφος Μάζα[kNsec/m] Ζ[cm] m.21 οριζόντια δύναμη F[kN]

Ισόγειο 358.00 2846.10 3658x2846.1/ 4759.70= 2187.30

Υπόγειο 598.00 1913.60 3658x1913.6/ 4759.70= 1470.70

σύνολο 956.00 4759.70 3658.00

Αιφρώδης μείωση στη στήλη 0.88 (ΕΑΚ 3.3.3[2]), το διόρθωμα Ισόγειο

Ελαστικός δείκτης κτιρίων (ΕΑΚ 3.3.3[2]) στο βο x=10.39[m], γ=4.74[m]

Ακολουθώντας δείκτη, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με την οριζόντια ακαθίστα του που υπολογίζεται με ανάλογη μεταβιβάσεων

στοίχων για κάθε τοίχο.

Ισόγειο Τ8

Διαστάσεις μήκος=20.80m, πλάτος=4.75m, πάχος=0.55m

Υπολογισμός οριζόντιας ακαθίστας τοίχων στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 280 ορθογώνια επίπεδα μεταβιβάσεων στοίχων.

Οι κόμβοι είναι σε κέντρο 9x36 κόμβων, συνολικά 324 κόμβοι.

Ακαθίστα τοίχων από ανάλογη με μεταβιβάσεις στοίχων K=1.878 GN/m

Προσεγγιστική ακαθίστα (Χωρίς αεροστατική) = 3.563 GN/m

Ακαθίστα κατά x-x Kx=1.878 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει ανθρωπογενών φορτίων (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρίκους τοίχους από ελαστικό δείκτη κτιρίων εκ=0.01[m], cv=4.19[m]

Οριζόντια δύναμη Fx

Σεισμός x-x= 2187.30x 1.878/ 3.639+ 4.19x 3594x 1.878/ 247.135= 1243.15[kN]

Σεισμός y-y= 0.00x 1.878/ 3.639+ 4.19x 1787x 1.878/ 247.135= 56.83[kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 0.000/ 2.118+ 0.01x 3594x 0.000/ 247.135= 0.00[kN]

Σεισμός y-y= 2187.30x 0.000/ 2.118+ 0.01x 1787x 0.000/ 247.135= 0.00[kN]

Ευαισθητοί δυνάμεις κατά x και y ορόφους με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expFx)= 1243.15+ 56.83x, expFy= 1244.44[kN]

(expFy)= 0.00+ 0.00x, expFy= 0.00[kN]

Ευαισθητοί σεισμικών δυνάμεων ορόφους με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx= 1243.15+0.30x 56.83= 1260.19[kN]

maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00[kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1260.19 kN

Τίτλος

19

Διαστάσεις μήκος=9.20m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m  
 Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 120 ορθογώνια επίπεδα μεμονωμένα στοιχεία.  
 Οι κόμβοι είναι σε κώνωφο 9x16 κόμβων, συνολικά 144 κόμβοι.  
 Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με μεμονωμένα στοιχεία K=0.658 GN/m  
 Προσαρμοστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 1.472 GN/m  
 Ακαμψία κατά x-x Kx=0.000 GN/m, κατά y-y Ky=0.658 GN/m



Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχος x-x=2187.30x 0.000/ 3.639+ 0.14x 3594x 0.000/ 247.135= 0.00 [kN]

Στοιχος y-y= 0.00x 0.000/ 3.639+ 0.14x 1787x 0.000/ 247.135= 0.00 [kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχος x-x= 0.00x 0.658/ 2.118+10.13x 3594x 0.658/ 247.135= 96.94 [kN]

Στοιχος y-y= 2187.30x 0.658/ 2.118+10.13x 1787x 0.658/ 247.135= 727.71 [kN]

Επαγόμενη οριζόντια δύναμη κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expFx)= 0.00x+ 0.00x expFy= 734.14 [kN]

(expFy)= 96.94x+ 727.71x expFy= 734.14 [kN]

Επαγόμενη οριζόντια δύναμη σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx= 0.00+0.30x 0.00 [kN]

maxFy= 727.71+0.30x 96.94= 756.80 [kN]

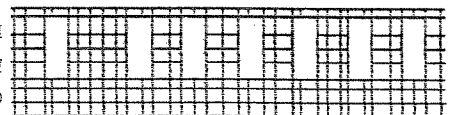
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=756.80 kN

Τίτλος

110

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m  
 Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 280 ορθογώνια επίπεδα μεμονωμένα στοιχεία.  
 Οι κόμβοι είναι σε κώνωφο 9x36 κόμβων, συνολικά 324 κόμβοι.  
 Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με μεμονωμένα στοιχεία K=1.761 GN/m  
 Προσαρμοστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 3.563 GN/m  
 Ακαμψία κατά x-x Kx=1.761 GN/m, κατά y-y Ky=0.000 GN/m



Οριζόντια δύναμη Fx

Στοιχος x-x=2187.30x 1.761/ 3.639+ 4.46x 3594x 1.761/ 247.135= 1172.82 [kN]

Στοιχος y-y= 0.00x 1.761/ 3.639+ 4.46x 1787x 1.761/ 247.135= 56.83 [kN]

Οριζόντια δύναμη Fy

Στοιχος x-x= 0.00x 0.000/ 2.118+ 0.01x 3594x 0.000/ 247.135= 0.00 [kN]

Στοιχος y-y= 2187.30x 0.000/ 2.118+ 0.01x 1787x 0.000/ 247.135= 0.00 [kN]

Επαγόμενη οριζόντια δύναμη κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expFx)= 1172.82x+ 56.83x expFy= 1174.20 [kN]

(expFy)= 0.00x+ 0.00x expFy= 0.00 [kN]

Επαγόμενη οριζόντια δύναμη σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx= 1172.82+0.30x 56.83= 1189.87 [kN]

maxFy= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]

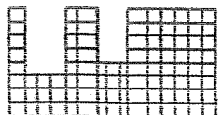
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1189.87 kN

Τίτλος

111

Διαστάσεις μήκος=9.20m, ύψος=4.75m, πάχος=0.55m  
 Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 120 ορθογώνια επίπεδα μεμονωμένα στοιχεία.  
 Οι κόμβοι είναι σε κώνωφο 9x16 κόμβων, συνολικά 144 κόμβοι.  
 Ακαμψία τοίχου από ανάκληση με μεμονωμένα στοιχεία K=0.939 GN/m  
 Προσαρμοστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 1.472 GN/m  
 Ακαμψία κατά x-x Kx=0.000 GN/m, κατά y-y Ky=0.939 GN/m



Opinion of the Attorney General

Optical Storage FY

Επικοινωνήστε με τον υπεύθυνο του τμήματος

ΛΟΓΙΣΤΗΡΙΟ ΔΙΔΑΚΤΕΑΝΤΩΝ

MEYERSON, JAMES

FILE 0134001

[illegible]

Opt (Govt) Attorney FX

Optima Advanced FY

ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΑ ΑΡΧΑΙΑ ΚΕΙΜΕΝΑ

ΕΠΙΛΑΛΗΤΑΙ Ο ΕΙΣΟΔΗΚΩΝ

MEYERSON OP 120110

Κλίμακα Διατήρησης (ΚΑ)									
Τοίχος	Κκ [GN/m]	Κγ [GN/m]	κ [m]	γ [m]	κ.Κγ	γ.Κκ	κ².Κγ	γ².Κκ	
T8	1.078	0.000	10.40	0.93	0.000	16.761	0.000	0.000	149.593
T9	0.000	0.658	20.52	4.60	13.505	0.000	277.199	0.000	
T10	1.761	0.000	10.40	0.28	0.000	0.484	0.000	0.133	
T11	0.000	0.939	0.28	4.60	0.258	0.000	0.071	0.000	
T14	0.000	0.521	15.84	3.29	8.253	0.000	130.722	0.000	
Συνολικά	3.639 [GN/m]	2.118 [GN/m]	22.016	17.245	407.992	149.726			
Κλίμακα Διατήρησης κ = 22.016 / 2.118 = 10.39 m , γ = 17.245 / 3.639 = 4.74 m									
Διπλανική ακραία ορόφος IP=407.992+149.726=557.718 m , γIP=3.639+247.135 [GNm]									

Τυχηματικές εκκεντρίσεις ορόφων (ΕΑΚ 3.3.1)  $e_x=0.05 \times 20.80=1.04$  [m],  $e_y=0.05 \times 9.20=0.46$  [m]

Μιγαδικές εκκεντρίσεις  $e_x=10.80-10.39=0.40$  [m],  $e_y=4.50-4.74=-0.24$  [m]

Οι περιστροφικοί τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])

Οι κλίσεις δυνάμεων του κτιρίου παράλληλοι παράλληλα προς τους άξονες x και y. Το κτίριο δεν έχει σπειρωμένη (ΕΑΚ 23.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρίσεις γαββάονται ως:

$e_x=1.50 \times 0.40=0.60$  [m],  $e_x=0.50 \times 0.40=0.20$  [m],  $e_y=1.50 \times 0.24=-0.36$  [m],  $e_y=0.50 \times 0.24=-0.12$  [m]

εκκεντρίσεις σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

$max_e=0.60+1.04=1.64$  [m],  $min_e=0.20-1.04=-0.84$  [m]

$max_y=-0.12+0.46=0.34$  [m],  $min_y=-0.36-0.46=-0.82$  [m]

Μέγιστες σπειρωτικές ποσές φορτίου ορόφων λόγω εκκεντρίτητας  $max_e$  και  $min_e$

φορτίου κατά x-x  $max_{mx}=1.64 \times 2187=3594$  [kNm]

φορτίου κατά y-y  $max_{my}=0.82 \times 2187=1787$  [kNm]

προσγλυιστική οχτική οριζόντια μετατόπιση ορόφου  $\Delta x=0.001 \times 2187.3/3.639=0.601$  mm

προσγλυιστική οχτική οριζόντια μετατόπιση ορόφου  $\Delta y=0.001 \times 2187.3/2.118=1.033$  mm

Ελεύθερος κανονικήτητα ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4]) α

α) Ελεύθερος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.1[4] α

Περιγύρνια ορόφου  $min_x=0.00$  m,  $max_x=20.80$  m,  $min_y=0.00$  m,  $max_y=9.20$  m

Πλευρές κτιρίου  $L_x=20.80$  m,  $L_y=9.20$  m

Λόγος πλάτους  $20.80/9.20=2.26 < 4$  ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.1[4].1

Πρόσβληση απώλειση για κανονικήτητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψής να μην υπερβαίνουν το 35%

β,γ) Ελεύθερος μεταβολής Διοκαψής και μέγας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.1[4] β,γ.

Η οικολογία είναι συνόροφους δια ικανοποιείται η απώληση μεταβολής

Διοκαψής και μέγας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.1[4] β,γ.

Υπόγειο

Τ1

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m

Υπολογισμοί οριζόντιες ακαψής τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα περσάμενα στοιχεται.

Οι κόμβοι είναι σε κανναβο 9x53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι.

Ακαψία τοίχου από αβάνση με περσάμενα στοιχεται  $K=5.932$  GN/m

Προσγλυιστική ακαψία (Χωρίς αβοήματα) = 7.297 GN/m

Ακαψία κατά x-x  $K_x=5.932$  GN/m, κατά y-y  $K_y=0.000$  GN/m

Στοιχικές δυνάμεις βάσει ανάλυσης της φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρίσεις τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=0.03$  [m],  $e_y=4.09$  [m]

Οριζόντια Δύναμη  $F_x$

Στοιχος x-x =  $3658.00 \times 5.932 / 13.154 + 4.09 \times 4868 \times 5.932 / 841.592 = 1789.84$  [kN]

Στοιχος y-y =  $0.00 \times 5.932 / 13.154 + 4.09 \times 3559 \times 5.932 / 841.592 = 102.50$  [kN]

Οριζόντια Δύναμη  $F_y$

Στοιχος x-x =  $0.00 \times 0.000 / 10.214 + 0.03 \times 4868 \times 0.000 / 841.592 = 0.00$  [kN]

Στοιχος y-y =  $3658.00 \times 0.000 / 10.214 + 0.03 \times 3559 \times 0.000 / 841.592 = 0.00$  [kN]

Επαλληλία σπειρωμένων δυνάμεων κατά x και y ορόφου με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expf) $_x$  =  $1/89.84 + 102.50 \times$ , expf $_x$  =  $1/92.77$  [kN]

(expf) $_y$  =  $0.00 + 0.00 \times$ , expf $_y$  =  $0.00$  [kN]

Επαλληλία σπειρωμένων δυνάμεων με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$max_{fx} = 1789.84 + 0.30 \times 102.50 = 1820.59$  [kN]

$max_{fy} = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$  [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1820.59$  kN

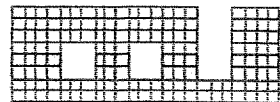
Υπόγειο

Π2

Διαστάσεις ηύκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.75m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κλίμακας 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.763 GN/m. Προεγγλιστική ακαμψία (Χωρίς ανοιγμάτα) = 3.119 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 1.763 GN/m



Εγκριτήριοις τοίχου από ελαστικό δέονα κτιρίου cx=10.08[m], cy=0.14[m]

Επίσης δυνάμεις βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Επίσης δυνάμεις βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5.3[1])

Επίσης δυνάμεις βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5.3[4])

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά ηύκος του τοίχου F=737.39 kN

Υπόγειο

Π3

Διαστάσεις ηύκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.75m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κλίμακας 9x53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 7.208 GN/m. Προεγγλιστική ακαμψία (Χωρίς ανοιγμάτα) = 7.297 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx= 7.208 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m



Εγκριτήριοις τοίχου από ελαστικό δέονα κτιρίου cx=0.03[m], cy=4.36[m]

Επίσης δυνάμεις βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Επίσης δυνάμεις βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5.3[1])

Επίσης δυνάμεις βάσει απόδοσης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5.3[4])

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά ηύκος του τοίχου F=2226.34 kN

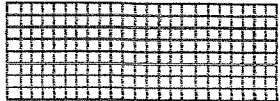
Υπόγειο

Π4

Διαστάσεις ηύκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.75m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κλίμακας 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 3.442 GN/m. Προεγγλιστική ακαμψία (Χωρίς ανοιγμάτα) = 3.119 GN/m. Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 3.442 GN/m



Διειρητικές συνθήκες βάσει ανθρωποκίνητης φορτίσης (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρόνιες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=10.02[m]$ ,  $ey=0.14[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Διόρθος x-x =  $3658.00 \times 0.000 / 13.154 + 0.14$  4868  $\times 0.000 / 841.592 = 0.00 [KN]$   
 Διόρθος y-y =  $0.00 \times 0.000 / 13.154 + 0.14$  3559  $\times 0.000 / 841.592 = 0.00 [KN]$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Διόρθος x-x =  $0.00 \times 3.442 / 10.214 + 10.02$  4868  $\times 3.442 / 841.592 = 199.47 [KN]$   
 Διόρθος y-y =  $3658.00 \times 3.442 / 10.214 + 10.02$  3559  $\times 3.442 / 841.592 = 1378.57 [KN]$

Εναγώνιας διόρθωσης δύναμης κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expFx) =  $0.00 + 0.00$  0.00 [KN]

(expFy) =  $199.47 + 1378.57$ , expFy = 1392.93 [KN]

Εναγώνιας διόρθωσης δύναμης σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx =  $0.00 + 0.00$  0.00 [KN]

maxFy =  $1378.57 + 0.30 \times 199.47 = 1438.42 [KN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1438.42 KN

Υπόγειο

IS

Διαστάσεις ηύκος = 7.00m, ύψος = 3.20m, πάχος = 0.40m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχων στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 136 ορθογώνια επίπεδα περπατώντας στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κώνωρο 9x18 κόμβων, συνολικά 162 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχων από ανάλογη με περπατώντας στοιχεία K = 1.121 GN/m

Προσαρμοστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 1.030 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx = 0.000 GN/m, κατά y-y Ky = 1.121 GN/m

Διειρητικές συνθήκες βάσει ανθρωποκίνητης φορτίσης (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρόνιες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $ex=2.62[m]$ ,  $ey=1.24[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Διόρθος x-x =  $3658.00 \times 0.000 / 13.154 + 1.24$  4868  $\times 0.000 / 841.592 = 0.00 [KN]$   
 Διόρθος y-y =  $0.00 \times 0.000 / 13.154 + 1.24$  3559  $\times 0.000 / 841.592 = 0.00 [KN]$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Διόρθος x-x =  $0.00 \times 1.121 / 10.214 + 2.62$  4868  $\times 1.121 / 841.592 = 17.02 [KN]$   
 Διόρθος y-y =  $3658.00 \times 1.121 / 10.214 + 2.62$  3559  $\times 1.121 / 841.592 = 413.92 [KN]$

Εναγώνιας διόρθωσης δύναμης κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

(expFx) =  $0.00 + 0.00$  0.00 [KN]

(expFy) =  $17.02 + 413.92$ , expFy = 414.27 [KN]

Εναγώνιας διόρθωσης δύναμης σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

maxFx =  $0.00 + 0.00$  0.00 [KN]

maxFy =  $413.92 + 0.30 \times 17.02 = 419.03 [KN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=419.03 KN

Υπόγειο

IS

Διαστάσεις ηύκος = 7.00m, ύψος = 3.20m, πάχος = 0.40m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχων στο επίπεδο του

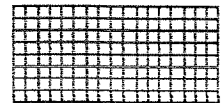
Ο τοίχος χωρίζεται σε 136 ορθογώνια επίπεδα περπατώντας στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κώνωρο 9x18 κόμβων, συνολικά 162 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχων από ανάλογη με περπατώντας στοιχεία K = 1.121 GN/m

Προσαρμοστική ακαμψία (Χορίς ανοίγματα) = 1.030 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx = 0.000 GN/m, κατά y-y Ky = 1.121 GN/m





Στοιχισμός βάσει ανάλυσης στοιχιστικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώσεις τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=0.32[m]$ ,  $e_y=1.24[m]$

Οριζόντια Δύναμη  $F_x$

Στοιχισμός  $x-x=3658.00x/0.000/13.154+1.24x$  4868x 0.000/ 841.592= 0.00[kN]

Στοιχισμός  $y-y=0.00x/0.000/13.154+1.24x$  3559x 0.000/ 841.592= 0.00[kN]

Οριζόντια Δύναμη  $F_y$

Στοιχισμός  $x-x=0.00x/1.121/10.214+0.32x$  4868x 1.121/ 841.592= 2.04[kN]

Στοιχισμός  $y-y=3658.00x/1.121/10.214+0.32x$  3559x 1.121/ 841.592= 402.97[kN]

Επαγλυπία στοιχισμών κατά  $x$  και  $y$  σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expfx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$ ,  $expfx = 0.00$  [kN]

$(expfy)^2 = 2.04^2 + 402.97^2$ ,  $expfy = 402.98$  [kN]

Επαγλυπία στοιχισμών σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxfx = 0.00+0.30x$  0.00= 0.00 [kN]

$maxfy = 402.97+0.30x$  2.04= 403.58 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=403.58$  kN

Υπόγειο

17

Διαστάσεις μήκος=9.20m, ύψος=3.20m, πάχος=0.60m

Υπολογισμός οριζόντιας ακαμψίας τοίχων στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα περπατημένα στοιχιστά.

Οι κόμβοι είναι σε κέντρα 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχων από ανάλυση με περπατημένα στοιχιστά  $K=2.753$  GN/m

Προεγλυπτική ακαμψία (χωρίς ανοιγμάτα) = 2.495 GN/m

Ακαμψία κατά  $x-x$   $K_x=0.000$  GN/m, κατά  $y-y$   $K_y=2.753$  GN/m

Στοιχισμός σύμφωνα με ανάλυση στοιχιστικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώσεις τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου  $e_x=5.35[m]$ ,  $e_y=0.14[m]$

Οριζόντια Δύναμη  $F_x$

Στοιχισμός  $x-x=3658.00x/0.000/13.154+0.14x$  4868x 0.000/ 841.592= 0.00[kN]

Στοιχισμός  $y-y=0.00x/0.000/13.154+0.14x$  3559x 0.000/ 841.592= 0.00[kN]

Οριζόντια Δύναμη  $F_y$

Στοιχισμός  $x-x=0.00x/2.753/10.214+5.35x$  4868x 2.753/ 841.592= 85.11[kN]

Στοιχισμός  $y-y=3658.00x/2.753/10.214+5.35x$  3559x 2.753/ 841.592= 1048.19[kN]

Επαγλυπία στοιχισμών σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expfx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$ ,  $expfx = 0.00$  [kN]

$(expfy)^2 = 85.11^2 + 1048.19^2$ ,  $expfy = 1051.64$  [kN]

Επαγλυπία στοιχισμών σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxfx = 0.00+0.30x$  0.00= 0.00 [kN]

$maxfy = 1048.19+0.30x$  85.11= 1073.73 [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου  $F=1073.73$  kN

Κέρινο Διάνυσμα (kN)

Τοίχος	Kx [GN/m]	Ky [GN/m]	x [m]	y [m]	x.Ky	y.Kx	x².Ky	y².Kx
T1	5.932	0.000	10.43	0.82	0.000	52.350	0.000	461.988
T2	0.000	1.763	20.48	4.60	36.097	0.000	739.095	0.000
T3	7.208	0.000	10.43	0.38	0.000	2.703	0.000	1.014
T4	0.000	3.442	0.38	4.60	1.291	0.000	0.484	0.000
T5	0.000	1.121	7.77	3.50	8.710	0.000	67.678	0.000
T6	0.000	1.121	10.71	3.50	12.006	0.000	128.583	0.000
T7	0.000	2.753	15.74	4.60	43.332	0.000	682.049	0.000
T8	0.007	0.007	5.91	4.48	0.041	0.031	0.242	0.139
T9	0.007	0.007	10.66	4.51	0.074	0.031	0.787	0.141
Σύνολο	13.154[GN/m]	10.214[GN/m]			101.551	55.115	1618.918	463.281

Κέρινο διάνυσμα  $x=101.551/10.214=9.94$  m,  $y=55.115/13.154=4.19$  m

Στοιχιστική ακαμψία ορόφων  $IP=1618.918+463.281-9.94^2 \times 10.214-4.19^2 \times 13.154=841.592$  [GNm]

Τυχηματικές εκκεντρίσεις ορόφων (ΕΑΚ 3.3.1)  $e_{ix}=0.05 \times 20.85=1.04$  [m],  $e_{iy}=0.05 \times 9.20=0.46$  [m]  
 Στιτικές εκκεντρίσεις  $e_{ox}=10.59-10.39=0.19$  [m],  $e_{oy}=4.40-4.74=-0.34$  [m]  
 Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάμεση παράλληλη προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])  
 οι κλίσεις διευθετούν του κτιρίου παράλληλα προς τους άξονες x και y.  
 Το κτίριο δεν έχει σπειρική ευαίσθητο (ΕΑΚ 3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε  
 οι ισοδύναμες σιτικές εκκεντρίσεις λαμβάνονται ως:  
 $e_{ix}=1.50 \times 0.19=0.29$  [m],  $e_{iy}=1.50 \times 0.34=-0.51$  [m],  $e_{yx}=0.50 \times 0.34=-0.17$  [m]  
 εκκεντρίσεις οξείων (ΕΑΚ 3.3.3[1])  
 $max_{ex}=0.29+1.04=1.33$  [m],  $min_{ex}=0.10-1.04=-0.95$  [m]  
 $max_{ey}=-0.17+0.46=0.29$  [m],  $min_{ey}=-0.51-0.46=-0.97$  [m]  
 Μεγιστες σπειρικές ποτες φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρίσεων maxe και mine  
 Φορτίου κατά x-x  $max_{zx}=1.33 \times 3658=4868$  [kNm]  
 Φορτίου κατά y-y  $max_{zy}=0.97 \times 3658=3559$  [kNm]  
 Προσεγγιστική οξείων σιτική μετατόπιση ορόφου  $\Delta x=0.001 \times 3658.0/10.214=0.358$  mm  
 Προσεγγιστική οξείων σιτική μετατόπιση ορόφου  $\Delta y=0.001 \times 3658.0/10.214=0.358$  mm

#### Ελέγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Ελέγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1. [4] α)  
 Περιγραφή ορόφου  $min_{lx}=0.00$  m,  $max_{lx}=20.85$  m,  $min_{ly}=0.00$  m,  $max_{ly}=9.20$  m  
 Πλευρές κτιρίου  $Lx=20.85$  m,  $Ly=9.20$  m  
 Άλογος πλευρών  $20.85/9.20=2.27 < 4$  ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1. [4]. 1  
 Πρόβλεψη αναίτητη για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψής να μην υπερβαίνουν το 35%  
 β, γ) Ελέγχος μεταβολής άνοκαψίας και μέγας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1. [4] β, γ.  
 Η οικόδομη είναι μονότοπος άρα ικανοποιείται η αναίτητη μεταβολής  
 άνοκαψίας και μέγας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1. [4] β, γ.

Υποτιμώματα

Η ανωδοτική οριζόντια δύναμη του κάθε ορόφου παραλαμβάνεται εφ' οκλαδίου από τους τοίχους. Οι οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού είναι σχεδόν μηδενικές, τα υποτιμώματα δεν παραλαμβάνουν οριζόντιες δυνάμεις, και δεν σχεδιάζονται για οριζόντιες δυνάμεις σεισμού. Τα υποτιμώματα ελέγχονται σε κατακόρυφα φορτία, με ποσές στην κορυφή κατά x και y διεύθυνση, αυτές που προκύπτουν από τις στροφές των κόμβων της εκχάρης των δοκών του δαπέδου. Ο έλεγχος γίνεται σε διαζωνική κλίση με ελαστική δύναμη. Φαίνεται πως τα έλκω δεν ελέγχονται. Ελέγχεται η αντοχή για  $\lambda < 25$  οπότε βάσει του κανον. ΟΝΑ. Εκποδ. 14.3.2 απαλλάσσονται από περαιτέρω έλεγχο φαινόμενα σετρίες τάσεις.

Πεδία υποτιμώσεων

Τα πεδία των υποτιμώσεων εντάσσονται σαν κεντρικά. Τυχόν ποσές λόγω μικρής εκκεντρότητας κατακόρυφων φορτίων παραλαμβάνονται από τους συνδετήριους δοκούς. Τίθενται συνδετήριες δοκοί στη βεράνδα και τις δύο κρήνες διευθύνονται με ελαστική διάταξη 25x60 και οριζόντιες πύλες 4φ14 και κατά 4φ14 και συνδετήρες 8/20.

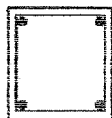
Υπότιμώματα

Y1

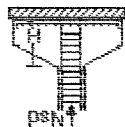
30x30 cm

C16/20-S400

Φορτία δαπέδου πόλη: 198.5 kN, κλίση: 108.7 kN, ίδιο βάρος: 0.30x0.30x3.20x25.00= 7.2kN  
 Φορτία από υπερκείμενα υποτιμώματα πόλη: 0.0 kN, κλίση: 0.0 kN  
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού (1.35x 205.7+1.50x 108.7) = 440.7 kN  
 Στροφές εκχάρης δοκών στην κορυφή  $\phi_{xx}=0.000256$ ,  $\phi_{yy}=0.000614$  (rad)  
 Ποσές στην κορυφή  $M_{xx}=6.00$  kNm,  $M_{yy}=14.37$  kNm  
 $M_{sdx}=6.0$  kNm  $M_{sdx}=(M_{sdx}/b^2 \cdot f_{cd})=0.02$   
 $M_{sdy}=14.4$  kNm  $M_{sdy}=(M_{sdy}/b^2 \cdot f_{cd})=0.05$   
 $N_{sd}=-440.7$  kN  $N_{sd}=(N_{sd}/(b \cdot h \cdot f_{cd}))=-0.46$   
 από διαγράμματα διαζωνικής κλίσης με ελαστική  $\phi_{tot}=0.10$  και  $A_{s,tot}=2.76$  cm<sup>2</sup>  
 Ελάχιστος οριζόντιος 0.008x0.30x0.30- 7.20 cm<sup>2</sup>  
 Απαιθεία πλάτος αντοχής  $\lambda=0.7x 3.20/(0.289x 0.30)-26$   
 $\lambda > 25$  απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ος τάξης ή ελαστική διάταξη υποτιμώματος.  
 Οριζόντιο 4φ16, (8.0cm<sup>2</sup>), συνδετήρες πύλες και κατά 4φ14, ελαστική 8/20



Πεδίο υποτιμώσεων



Πεδίο κεντρικό 1.70x1.70m, H=0.80m (ίδιο βάρος 36.4kN),  $N_{sd}=477.0$  kN  
 $N_{Ed}=477.0$  kN < 578.0 kN = 1000x0.20x1.70x1.70=Rnd (φέροντα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)  
 $M_{sd}=477.0x(1.70-0.30)/8=83$  kNm  
 $M_{Ed}=83$  kNm,  $K_d=10.70$ ,  $\xi=0.03$ ,  $ec/es=0.7/20.0$ ,  $K_s=2.91$ ,  $A_s=3.2$  cm<sup>2</sup>  
 Σίτιση  $\rho=0.001x 477x(1.70-0.30)/(2x1.70x0.9x0.75)=0.17 < 0.22$  [N/mm<sup>2</sup>]=17d  
 οριζόντιος πύλες: 4φ14 εκχάρη 8/20

Υπότιμώματα

Y2

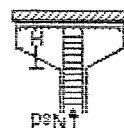
30x30 cm

C16/20-S400

Φορτία δαπέδου πόλη: 83.4 kN, κλίση: 43.1 kN, ίδιο βάρος: 0.30x0.30x3.20x25.00= 7.2kN  
 Φορτία από υπερκείμενα υποτιμώματα πόλη: 0.0 kN, κλίση: 0.0 kN  
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού (1.35x 90.6+1.50x 43.1) = 186.9 kN  
 Στροφές εκχάρης δοκών στην κορυφή  $\phi_{xx}=0.000000$ ,  $\phi_{yy}=0.000362$  (rad)  
 Ποσές στην κορυφή  $M_{xx}=0.00$  kNm,  $M_{yy}=8.48$  kNm  
 $M_{sdx}=0.0$  kNm  $M_{sdx}=(M_{sdx}/b^2 \cdot f_{cd})=0.00$   
 $M_{sdy}=8.5$  kNm  $M_{sdy}=(M_{sdy}/b^2 \cdot f_{cd})=0.03$   
 $N_{sd}=-186.9$  kN  $N_{sd}=(N_{sd}/(b \cdot h \cdot f_{cd}))=-0.19$   
 από διαγράμματα διαζωνικής κλίσης με ελαστική  $\phi_{tot}=0.10$  και  $A_{s,tot}=2.76$  cm<sup>2</sup>  
 Ελάχιστος οριζόντιος 0.008x0.30x0.30- 7.20 cm<sup>2</sup>  
 Απαιθεία πλάτος αντοχής  $\lambda=0.7x 3.20/(0.289x 0.30)-26$   
 $\lambda > 25$  απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ος τάξης ή ελαστική διάταξη υποτιμώματος.  
 Οριζόντιο 4φ16, (8.0cm<sup>2</sup>), συνδετήρες πύλες και κατά 4φ14, ελαστική 8/20



Πεδίο υποτιμώμενο



Πεδίο κεντρικό 1.20x1.20m, H=0.80m (όλο βάρος 15.4kN), Nsd= 202.4 kN  
 Mt=202.4 kN<288.0 kN-1000x0.20x1.20x1.20-Rnd (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)  
 Msd= 202.4x(1.20-0.30)/8= 23 kNm  
 Msd= 23kNm, Kd=17.22, ξ=0.02, eo/es=0.4/20.0, Ks=2.89, As= 0.9cm<sup>2</sup>  
 διάτμηση τ=0.001x 202x(1.20-0.30)/(2x1.20x0.9x0.75)=0.09<0.22 [N/mm<sup>2</sup>]=τrd  
 οπλισμός πεδίων: διπλή εσχάρα #12/15

ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΙΧΩΝ (Ευρωκ-6, 4)

Οι ελέγχοι των τοίχων γίνονται στην οριζιακή κατεύθυνση στοίχιες βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ 4.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που ελέγχονται είναι:

α) Ελέγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση  $1.35g+1.50q$ ,  $N_{sd} < N_{rd}$  Ευρωκ-6 4.4.2  
 β) Ελέγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση  $1.0xg+0.30xq+2.εισφ$ ,  $N_{sd} < N_{rd}$  Ευρωκ-6 4.4.2  
 γ) Ελέγχος σε διάτμηση για φόρτιση  $1.0xg+0.30xq+2.εισφ$ ,  $V_{sd} < V_{rd}$  Ευρωκ-6 4.5.3

Επίσης γίνονται έλεγχοι άνυψορτησίας τοίχων  $hef/tef < 27$  Ευρωκ-6 4.4.6.

και έλεγχοι σε συμπιεστικότητα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών Ευρωκ-6 4.4.8

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος, άνυψορτησία, ύψος προς πάχος

σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Σε κάθε περίπτωση το φορτίο σχεδιασμού  $N_{sd}$ , ή  $V_{sd}$  προορίζεται σαν φορτίο ανά μονάδα πάτους από τις ακριβείς μέγιστες θέσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μετωπικών συντελεστών  $\phi$  και  $\eta$  υπολογίζονται

με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκ-6 4.4.3

Οι ποσές  $M$  στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πακκών (Ευρωκ-6 Παράρτ.1)

Η εκκεντρότητα  $eh$  υπολογίζεται από την πραγματική μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού

Το μέγος άνυψορτησίας υπολογίζεται (Ευρωκ-6 4.4.4.3) λαμβάνοντας υπόψη την μερική ή ολική πλάκωση

στην κορυφή και βάση του τοίχου. Για τις κατακόρυφες παρτές λόγω ύψους αναγράφονται στους τοίχους

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται  $es=hef/450$  (Ευρωκ-6 4.4.7.2)

Ισόγειο

T8

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.75m, πάχος=0.55m

Αιθόρονη 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιτών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσινή αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μήκος άνυψορτη  $hef=pxh=0.75x4.75=3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Ανυψορτησία  $hef/tef=3.56/0.55=6.48 < 27$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζηματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.550 >= 0.240 m ( επιδέξι)

Ανυψορτησία  $\lambda = 6.48 < 15$  ( επιδέξι)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/20.80 = 0.23 < 3.0$  ( επιδέξι)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_1=(1.35x0.0+1.50x0.0)/20.80=0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sd}=0.001x0.00/0.55=0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $eh_1=0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $eh_1=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $es=hef/450=3.56/450=0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $ei=M_1/N_1+eh_1+es=0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $ei=0.05t=0.05x0.55=0.02750 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2ei/t=1-2x0.02750/0.55=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{rd}=\phi_1 \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.55x4.51/2.20=1015.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 1015.9 = N_{rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριζιακή κατεύθυνση στοίχιες

Ελέγχος αντοχής στην βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσο  $N_{ms}=(0.00+0.40x1.35x1117.4/20.80)=29.01 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μέσο  $\sigma_{sdo}=0.001x29.01/0.55=0.053 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $eh_{ms}=0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα λόγω οριζόντιων φορτίων  $eh_{ms}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2)  $es=hef/450=3.56/450=0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειδόμενη στα φορτία  $es=(M_{ms}/N_{ms})+eh_{ms}+es=0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 \text{ m}$

Η άνυψορτησία είναι  $\lambda \leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $ek=0$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $eh_{ms}=0.00792+0.00000=0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος αντοχής (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $em=0.05t=0.05x0.55=0.02750 \text{ m}$

Μετωπικός συντελεστής στο μέσο  $\phi_{ms}=1-2em/t=1-2x0.027/0.55=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\text{εξέλιξη}} = 1.35 \times 1117.4 + 1.50 \times 0.0 / 20.80 = 72.52 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{εξέλιξη}} = 0.001 \times 72.52 / 0.55 = 0.132 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 72.5 = 0.00000 \text{ m}$   
Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρίτητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$   
Μειωτικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.00792 / 0.55 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = 1015.9 \text{ kN/m}$   
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.224 = 123.3 \text{ kN/m}$   
Ελέγχος αντοχής στο πεσικό  $N_d = 1015.9 < N_{sd} = 123.3$  ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

#### Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο $1.00 \times g + 0.30 \times q + z_{\text{εξέλιξη}}$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = (1.00 \times 0.00 + 0.40 \times 1.00 \times 1117.4 / 20.80) = 21.49 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{εξέλιξη}} = 0.001 \times 21.49 / 0.55 = 0.039 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρίτητα φορτίου  $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 21.5 = 0.00000 \text{ m}$   
Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00052 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρίτητα  $e_i = e_{hi} + e_s = 0.00052 + 0.00792 = 0.00843 \text{ m}$   
Μειωτικός συντελεστής στο πεσικό (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.00843 / 0.55 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = 1015.9 \text{ kN/m}$   
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.224 = 123.3 \text{ kN/m}$   
Ελέγχος αντοχής στο πεσικό  $N_d = 1015.9 < N_{sd} = 123.3$  ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = (1.00 \times 1117.4 + 0.30 \times 0.0) / 20.80 = 53.72 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{εξέλιξη}} = 0.001 \times 53.72 / 0.55 = 0.098 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 53.7 = 0.00000 \text{ m}$   
Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00103 \text{ m}$   
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_f / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$   
Εκκεντρίτητα  $e_i = e_{hi} + e_s = 0.00103 + 0.00792 = 0.00895 \text{ m}$   
Μειωτικός συντελεστής στο πεσικό (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.00895 / 0.55 = 0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο  $N_d = 1015.9 \text{ kN/m}$   
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.222 = 123.3 \text{ kN/m}$   
Ελέγχος αντοχής στο πεσικό  $N_d = 1015.9 < N_{sd} = 123.3$  ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

#### Ελέγχος σε διάτνηση $1.00 \times g + 0.30 \times q + z_{\text{εξέλιξη}}$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση  $\sigma_{\text{εξέλιξη}} = 0.264 \text{ N/mm}^2$   
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοδους  $t_d = 0.70 \text{ s}$   $\sigma_{\text{εξέλιξη}} = 0.264 \text{ N/mm}^2$ )  
Μέγιστη τάση  $\sigma_{\text{εξέλιξη}} = 0.264 \text{ N/mm}^2$   
Μέγιστη τάση  $\sigma_{\text{εξέλιξη}} = 0.264 \text{ N/mm}^2$   
Ελέγχος αντοχής στο πεσικό  $N_d = 1015.9 < N_{sd} = 123.3$  ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

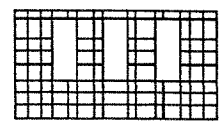
ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΜΑΘΗΜΑΤΩΝ (ΙΤΥΣΟ)  
ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ, ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΜΑΘΗΜΑΤΩΝ (ΙΤΥΣΟ)

Διαστάσεις μήκος = 9.20m, ύψος = 4.75m, πάχος = 0.55m

Τ9

Ισόγειο

Απόσταση 0.55



Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιδίων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θαλασινία ανοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επὶ μέρους συντελεστής ασφαλείας υλίκου  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Παράρτ. 2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = 0.75 \times 4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμότητα  $h_{ef}/t_{ef} = 3.56/0.55 = 6.48 < 27$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις βελικωτ καιμηνου εφρημολης Ευρωκωδίκου

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $= 0.550 \text{ m}$  (επιδέξι)

Λυγισμότητα  $\lambda = 6.48 < 15$  (επιδέξι)

Υψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/9.20 = 0.52 < 3.0$  (επιδέξι)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg + 1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος ανοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_i = (1.35x \quad 0.0 + 1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.55 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απλ}} = 0$  στην κορυφή  $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο ανοχής από ποσά μήκους  $N_{sd} = \Phi_{1m} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 4.51 / 2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

Ελέγχος ανοχής στο ηεαίο πέηητο και βάη του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεαίο πέηητο  $N_m = ( \quad 0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 488.3 / 9.20 ) = 28.66 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεαίο πέηητο  $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 28.66 / 0.55 = 0.052 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\delta_{\text{απλ}} = 0$  στο ηεαίο πέηητο  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times \quad 0.0 / \quad 28.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο ηεαίο πέηητο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Η λυγισμότητα είναι  $\lambda \leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω εφρημωτ  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο ηεαίο πέηητο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.00792 + 0.00000 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος συντελεστής στο ηεαίο πέηητο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάη  $N_i = (1.35x \quad 488.3 + 1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 71.65 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάη  $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 71.65 / 0.55 = 0.130 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάη  $M_i/N_i = 0.00000 \times \quad 0.0 / \quad 71.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάη λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάη (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελέγχος συντελεστής στην βάη (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο ανοχής από ποσά μήκους  $N_{sd} = \Phi_{1m} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 4.51 / 2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θάλασινία από ποσά μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.205 = 112.9 \text{ kN/m}$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβάρυνση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περίοχες

τάσεων εκτός των περιόχων συγκέντρωσης τάσεων στις επιρρίεις δοκών που ελέγχονται χωρίως)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού από ποσά μήκους  $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.205 = 112.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 112.9 < 1015.9 = N_{td}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Σελίδα 04 ολίσθησεων εκπομπών (Σελ. κελ. εφάρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

[illegible][illegible]



Ισόγειο Π10 Διαστάσεις μήκος=20.80m, πλάτος=4.75m, πάχος=0.55m

Αιθέριο 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

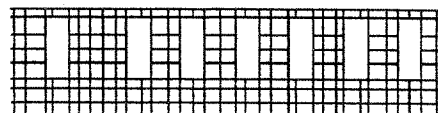
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιτών Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσινά αγκυρώματα 4.51 N/mm<sup>2</sup>

Επί της οροφής συντελεστής ασφαλείας γ<sub>M</sub>=2.20 (Ευρωκ-6, Παράρτ. 2.3)

Μήκος λυγισμού h<sub>ef</sub>=p<sub>h</sub>=0.75x 4.75=3.56 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Αντίστροφος έμβικος και έμβικος σφαιρικός Ευρωκώδικας



Διαστάσεις τοίχου

Πλάτος τοίχου = 0.550 m (επιδέει)

Ανυψώματα γ = 6.48 < 15 (επιδέει)

Υψος/μήκος τοίχου h/L = 4.75/20.80 = 0.23 < 3.0 (επιδέει)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.35xg+1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν<sub>Ed</sub>=(1.35x 0.0+1.50x 0.0)/20.80= 0.00 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σ<sub>Ed</sub>=0.001x 0.00/ 0.55= 0.000 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου δ<sub>Ed</sub>=0.0000 m

Εκκεντρότητα στην κορυφή δ<sub>Ed</sub>=0.0000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub>=h<sub>ef</sub>/450= 3.56/450=0.00792 m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>l</sub>=M<sub>l</sub>/N<sub>l</sub>+e<sub>h</sub>+e<sub>s</sub> = 0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 m

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>l</sub>=0.05t=0.05x0.55=0.02750 m

Κατακόρυφο φορτίο από ηνδρά στην κορυφή N<sub>Ed</sub>=Φ<sub>l</sub>m.t.fk/γ<sub>M</sub>=1000x0.90x0.55x 4.51/2.20= 1015.9kN/m

N<sub>Ed</sub>= 0.0 < 1015.9=N<sub>Ed</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

Ελέγχος αντοχής στο ηνδρά και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηνδρά N<sub>Ed</sub>=( 0.00+0.40x1.35x1104.3/20.80)= 28.67 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηνδρά σ<sub>Ed</sub>=0.001x 28.67/ 0.55= 0.052 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου δ<sub>Ed</sub>=0.0000 m

Εκκεντρότητα στο ηνδρά δ<sub>Ed</sub>=0.0000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub>=h<sub>ef</sub>/450= 3.56/450=0.00792 m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία e<sub>m</sub>=(M<sub>m</sub>/N<sub>m</sub>)+e<sub>h</sub>+e<sub>s</sub>=0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 m

Η ανυψώματα είναι < 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσσών e<sub>k</sub>=0

Εκκεντρότητα στο ηνδρά (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>m</sub>=e<sub>m</sub>+e<sub>k</sub>=0.00792+0.00000=0.00792 m

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>m</sub>=0.05t=0.05x0.55=0.02750 m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση σ<sub>Ed</sub>=0.001x 71.67/ 0.55= 0.130 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση M<sub>l</sub>/N<sub>l</sub>=0.00000x 0.0/ 71.7=0.00000 m

Εκκεντρότητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων e<sub>h</sub>=0.00000 m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) e<sub>s</sub>=h<sub>ef</sub>/450= 3.56/450=0.00792 m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) e<sub>l</sub>=M<sub>l</sub>/N<sub>l</sub>+e<sub>h</sub>+e<sub>s</sub> = 0.00000+0.00000+0.00792=0.00792 m

Ελέγχος αντοχής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) e<sub>l</sub>=0.05t=0.05x0.55=0.02750 m

Κατακόρυφο φορτίο από ηνδρά στην βάση N<sub>Ed</sub>=Φ<sub>l</sub>m.t.fk/γ<sub>M</sub>=1000x0.90x0.55x 4.51/2.20= 1015.9kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση σ<sub>Ed</sub>=0.001x 1015.9/ 0.55=0.221 N/mm<sup>2</sup>

(Η μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση είναι μεγαλύτερη από την μέση κατακόρυφη τάση στην βάση)

Ιδανική κατάσταση αντοχής στην βάση σ<sub>Ed</sub>=0.221 < 116.1 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση σ<sub>Ed</sub>=0.221 < 116.1 kN/m

N<sub>Ed</sub>= 116.1 < 1015.9=N<sub>Ed</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο  $1.00xg+0.30xq+2.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή Ν<sub>Ed</sub>=(1.00x 0.0+0.30x 0.0)/20.80= 0.00 kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή σ<sub>Ed</sub>=0.001x 0.00/ 0.55= 0.000 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου δ<sub>Ed</sub>=0.0000 m

ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗ ΚΟΡΥΦΗΣ ΛΟΓΩ ΟΡΙΖΩΝΤΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ  $e_{h1}=0.00103$  m  
 ΤΥΧΗΡΑΙΑ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=3.56/450=0.00792$  m  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗ ΚΟΡΥΦΗΣ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.00000+0.00103+0.00792=0.00895$  m  
 ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m  
 ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗΣ ΚΟΡΥΦΗΣ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $\Phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.02750/0.55=0.90$   
 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΡΗΠΤΟ  $N_{Ed}=(0.00+0.40 \times 1.00 \times 1104.3/20.80)=21.24$  kN/m  
 ΜΕΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΤΙΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΡΗΠΤΟ  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 21.24/0.55=0.039$  N/mm<sup>2</sup>  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΦΟΡΤΙΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΡΗΠΤΟ  $M_{Ed}/N_{Ed}=0.20 \times 0.00000 \times 0.0/21.2=0.00000$  m  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗ ΚΟΡΥΦΗΣ ΛΟΓΩ ΟΡΙΖΩΝΤΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ  $e_{h1}=0.00103$  m  
 ΤΥΧΗΡΑΙΑ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=3.56/450=0.00792$  m  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗ ΚΟΡΥΦΗΣ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.00000+0.00103+0.00792=0.00895$  m  
 ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m  
 ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗΣ ΚΟΡΥΦΗΣ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $\Phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.02750/0.55=0.90$   
 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΡΗΠΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΡΗΠΤΟ  $N_{Ed}=(0.00+0.40 \times 1.00 \times 1104.3/20.80)=21.24$  kN/m  
 ΜΕΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΤΙΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΡΗΠΤΟ  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 21.24/0.55=0.039$  N/mm<sup>2</sup>  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΦΟΡΤΙΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΡΗΠΤΟ  $M_{Ed}/N_{Ed}=0.20 \times 0.00000 \times 0.0/21.2=0.00000$  m  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗ ΚΟΡΥΦΗΣ ΛΟΓΩ ΟΡΙΖΩΝΤΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ  $e_{h1}=0.00103$  m  
 ΤΥΧΗΡΑΙΑ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=3.56/450=0.00792$  m  
 ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗ ΚΟΡΥΦΗΣ (ΕΥΡΩΚ-6.4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.00000+0.00103+0.00792=0.00895$  m  
 ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m  
 ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΚΚΕΝΤΡΙΚΗ ΣΤΗΛΗΣ ΚΟΡΥΦΗΣ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.3)  $\Phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.02750/0.55=0.90$   
 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΡΗΠΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

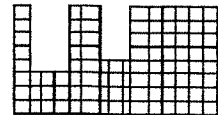
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΔΗΜΗ ΦΟΡΤΙΟΝ  $1.00 \times 0.30 \times 2.20$  (ΕΥΡΩΚ-6.4.5.3)  
 ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΙΣΗ ΔΙΔΗΜΗΣ ΑΠΟ ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΕΡΑΦΕΡΕΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ  $\sigma_{max}=0.256$  N/mm<sup>2</sup>  
 (Η ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΙΣΗ ΠΟΥ ΠΡΟΚΥΠΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΕΡΑΦΕΡΕΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΙΝΑΙ ΓΙΑ ΠΕΡΙΟΧΕΣ  
 ΤΙΣΕΩΝ ΕΚΤΟΣ ΤΩΝ ΠΕΡΙΟΧΩΝ ΣΥΚΚΕΝΤΡΙΩΣΗΣ ΤΙΣΕΩΝ ΣΤΙΣ ΣΤΗΛΕΣ ΔΟΚΩΝ ΠΟΥ ΕΛΕΓΧΟΝΤΑΙ ΧΩΡΙΣΤΑ)  
 ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΙΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΝΔΡΟΝΤΑ ΜΕΣΟΥ  $\sigma_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.256=140.6$  kN/m  
 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΗΡΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ  $f_{tk}=0.70 \times (f_{tk}+0.4 \times \sigma_{sd})$  (ΕΥΡΩΚ-6.3.6.3, ΕΥΡΩΚ-6.3.6.3(8))  
 $f_{tk}=0.70 \times (0.15+0.4 \times 0.316)=0.316$  N/mm<sup>2</sup>,  $\max f_{tk}=1.000$  N/mm<sup>2</sup>,  $\text{και } f_{tk}=0.316$  N/mm<sup>2</sup>  
 ΤΙΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΝΤΟΧΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΤΡΑΠΛΑΣΤΙΚΗΣ  $\sigma_{td}=f_{tk} \times t \times \gamma_M$  (ΕΥΡΩΚ-6.4.5.3)  
 $\sigma_{td}=1000 \times 0.316 \times 0.55/2.20=79.0$  kN/m  
 $\sigma_{sd}=140.6 > 79.0$   $\Rightarrow$  Η ΔΕΙΞΗ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ Ο ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΤΡΑΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

ΣΤΟ ΠΛΑΝΟ ΠΕΡΙΟΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΚΑΙ ΣΤΟ ΠΛΑΝΟ ΤΩΝ ΥΠΕΡΘΡΩΝ ΤΩΝ ΠΑΡΟΧΩΝ ΤΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ ΤΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ  
 ΠΑΡΑΧΑΛΙΒΩΝΤΑΙ ΑΠΟ ΕΛΕΓΧΟΝ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΛΑΝΟ ΚΑΙ ΣΤΟ ΠΛΑΝΟ ΤΩΝ ΥΠΕΡΘΡΩΝ ΤΩΝ ΠΑΡΟΧΩΝ ΤΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ  
 Η ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟ ΠΛΑΝΟ ΤΩΝ ΥΠΕΡΘΡΩΝ ΤΩΝ ΠΑΡΟΧΩΝ ΤΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ ΤΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ ΤΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ

## Ισογείο

### Τ11

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΛΗΚΟΣ=9.20m, ΠΥΛΟΣ=4.75m, ΠΑΧΟΣ=0.55m



ΛΙΘΟΔΟΜΗ 0.55  
 ΚΑΙΝΟΡΟΙΑ ΚΑΙΝΟΡΟΙΑ Β (ΕΥΡΩΚ-6, ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η)  
 ΚΑΙΝΟΡΟΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΠΑΡΑΓΩΓΗΣ ΛΙΘΟΔΟΜΩΝ Ι (ΕΥΡΩΚ-6, 3.1.1)  
 ΘΑΛΙΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ  $f_{tk}=4.51$  N/mm<sup>2</sup>

ΕΠΙ ΤΕΤΡΑΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΥΛΙΚΟΥ  $\gamma_M=2.20$  (ΕΥΡΩΚ-6, ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2.3)  
 ΜΗΚΟΣ ΑΝΥΣΙΩΣΗΣ  $h_{ef}=0.75 \times 4.75=3.56$  m (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.4.3)  
 ΑΝΥΣΙΩΣΗΣ  $h_{ef}/t_{ef}=3.56/0.55=6.48 < 27$   $\Rightarrow$  ΕΠΙΔΕΞΙ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.6)

ΑΝΑΙΣΘΗΤΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ  
 ΑΝΑΙΣΘΗΤΙΚΗ ΕΒΛΙΚΟΤΗΤΗ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ ΕΠΙΣΤΑΣΕΩΝ

ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΟΥ=0.55 > 0.240 m (ΕΠΙΔΕΞΙ)  
 ΑΝΥΣΙΩΣΗΣ  $\lambda=6.48 < 15$  (ΕΠΙΔΕΞΙ)  
 ΥΨΟΣ/ΜΗΚΟΣ ΤΟΙΧΟΥ  $h/L=4.75/9.20=0.52 < 3.0$  (ΕΠΙΔΕΞΙ)

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΑΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ

Μέση καίσαρση 1άση  $\sigma_{\chi\epsilon\delta\iota\sigma\mu\acute{o}\varsigma}$  στην κορυφή  $\sigma_{\delta\epsilon}=0.001x$   $0.00/0.55=0.000$  N/mm<sup>2</sup>

Τυχνητική εκκλιτική (Ευδοκ-6.4.4.7.2)  $es=hef/450=3.56/450=0.00792$  m

Ελαχιστη εκκεντρότητα (Eupok-6, 4.4.3)  $e_1=0.057=0.05 \times 0.55=0.02750$  m

NSd= 0.0 > 1015.9=Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

ΕΡΕΥΝΑ ΣΤΟΝ ΚΑΡΚΙΝΟ ΤΗΣ ΚΑΡΔΙΑΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΝΕΥΜΟΝΟΣ

Εκκεντρότητα φορέου διαπέδου στο ηεαίο πηχίο Μm/Nm=0.20x0.00000x 0.0/ 29.6=0.00000

Τυχνηναίικη εκκλιτική (Ευκλ-6.4.4.7.2) es=hef/450=3.56/450=0.00792 m

$\pi$  Koylpolilla elvat <-13 apd (Eopwr-8 4.4:3.2) exkxvllpolllla xoyw epnuchod ex-o

Μεταστροφές συντελεστών στο πεδίο πλάτος (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_m = 1 - 2\sigma_m / t$

$\frac{0.007}{0.007} = 1$

ΕΚΚΕΝΤΡΙΟΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΟΥ ΣΤΗ ΒΑΣΗ  $M1/N1=0.000000x$  0.0 / 14.0=0.000000 m

Τυχνηαίικη εξέλιξη (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450 = 3.56/450=0.00

Ελαχίστη εκκλιση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m

$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} \left( \frac{1}{\sqrt{\lambda}} + \frac{1}{\sqrt{\lambda}^2} + \dots \right) = \frac{1}{\sqrt{\lambda}}$

ՏՅՒՈՒԹՅՈՒՆ ՔԱՂԱՅԱՆՈՒԹՅԱՆ ԱՄԵՐԻԿԱՆԱՆԵՐԻ ԿՈՆԳՐԵՍՍԻ ԱՆԻ ՓԻՆ ԻՆՏԵՐՆԱԿՈՆԶԵՐՈՒՄԻ ՆՈՒՆ ԿԱՐԻ ԿԱՌԱՅՈՒՄԻ ԻՆ

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο αχρείαστου ανά μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.251=138.2 \text{ kN/m}$

ΕΛΕΥΘΕΡΟΣ ΑΝΤΙΟΧΗΝ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΛΧΟΥ

Մենք կատարեցինք ձեր օգնության համար  $0.001 \times 0.00 / 0.55 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκλιτική  $\sigma_{\text{H}} = 0.00$

10Y:partial|ex3v1|poll|n| (EOPWR-0.4:4.4:1.2) es-est|t|4:50= 3:30/0:5:50=

Экспертная оценка (Эксперт-0 4:4:3) 01-М1/М1-М1-01-00000010:000100

Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\Phi_1=1-2e_1/f=1-2x_0/0.02750/0.55=0.90$

nsd= 0.0 > 1015.9=Nrd κκανοποιείται ο έλεγχος σε οριστη κατάσταση και όχι σε κρίσιμη κατάσταση

Κατακόρυφο πορτίο αλυσίδας που στο μέγεθος  $Nm =$

Меню каталога и по адресу  $0.001X21.93/0.55=0.040N/mm^2$

Εκκεντρότητα στο ηφαίο πηκτο λήγω οριζοντιών φορτίων  $e_{hm}=0.0052$  m

Εκκρευσίματα οφέλιμων έργων (Μμ/Νμ) + εμ = 0.00000 + 0.00052 = 0.00052

Η λυσιπρόσλητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ερωτ-6 4.4.3.2) εξακολουθεί να ισχύει  $ek=0$

ΕΚΚΕΛΥΠΟΛΙΤΑ ΟΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΕΠΤΟ (ΕΥΡΩΚ-6 4.4.3)  $em=em+ek=0.00843+0.00000=0.00843$

Εκδόσεις (Ευρώκ-6, 4.4.3)  $\epsilon m=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750$  m

Μεταβλητικές συντελεστές στο πεδίο (Ευρώκ-6, 4.4.3)  $\Phi = 1 - 2\epsilon_m / \epsilon = 1 - 2\chi_0 \cdot 0.02 / 0.055 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο ορθοστάτου στη βάση  $N_1 = (1.00x504.5 + 0.30x0.0) / 9.20 = 54.84 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση ορθοστάτου στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x54.84 / 0.55 = 0.100 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.00000x0.0 / 54.8 = 0.00000 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_1 = 0.00103 \text{ m}$   
 Τυχηναίως εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = e_1 + e_2 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_2 + e_s = 0.00000 + 0.00103 + 0.00792 = 0.00895 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.55 = 0.02750 \text{ m}$   
 Μετωικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2x0.02750/0.55 = 0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \cdot N_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.55x4.51/2.20 = 1015.9 \text{ kN/m}$   
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποσβεστήματα περπατημένων στοιχείων  $\max = -1.242 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβλυσήν περπατημένων στοιχείων είναι για περριοχές  $t_{\text{δωλ}} \leq 10 \text{ cm}$ )  
 Τάση εκτός των περριοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήλβες  $\sigma_{\text{δωλ}} = 1000x0.55x0.515 = 283.1 \text{ kN/m}$   
 Χαρακτηριστική διατηρητική αντοχή  $f_{\text{tk}} = 0.70x(f_{\text{tk}} + 0.4x\sigma_{\text{δο}})$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8))  
 $f_{\text{tk}} = 0.70x(0.150 + 0.4x1.242) = 0.453 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max f_{\text{tk}} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{\text{tk}} = 0.453 \text{ N/mm}^2$   
 Τμή ορθοστάτου αντοχής  $N_{\text{rd}} = f_{\text{tk}} \cdot t \cdot \gamma_M$  (Ευρωκ-6.4.5.3)  
 $N_{\text{rd}} = 1000x0.453x0.55/2.20 = 113.2 \text{ kN/m}$   
 $N_{\text{sd}} = 283.1 > 113.2 = N_{\text{rd}}$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

**Έλεγχος σε διάτμηση φορτίον  $1.00xg + 0.30xq + \text{επιρροή}$  (Ευρωκ-6.4.5.3)**

Μέγιστη τάση διάτμησης από επιβλυσήν περπατημένων στοιχείων  $t_{\text{max}} = 0.515 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβλυσήν περπατημένων στοιχείων είναι για περριοχές  $t_{\text{δωλ}} \leq 10 \text{ cm}$ )  
 Τάση εκτός των περριοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στήλβες  $\sigma_{\text{δωλ}} = 1000x0.55x0.515 = 283.1 \text{ kN/m}$   
 Χαρακτηριστική διατηρητική αντοχή  $f_{\text{tk}} = 0.70x(f_{\text{tk}} + 0.4x\sigma_{\text{δο}})$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8))  
 $f_{\text{tk}} = 0.70x(0.150 + 0.4x1.242) = 0.453 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max f_{\text{tk}} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $f_{\text{tk}} = 0.453 \text{ N/mm}^2$   
 Τμή ορθοστάτου αντοχής  $N_{\text{rd}} = f_{\text{tk}} \cdot t \cdot \gamma_M$  (Ευρωκ-6.4.5.3)  
 $N_{\text{rd}} = 1000x0.453x0.55/2.20 = 113.2 \text{ kN/m}$   
 $N_{\text{sd}} = 283.1 > 113.2 = N_{\text{rd}}$  Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

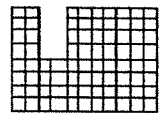
**Έλεγχος οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κε.Π. εφάρμογής Ευρωκ-6, 5.2)**

Στο πάτωμα μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερώων τοιχοποιιών  $55x20$  [πλάτος x ύψος cm]  
 παραλαμβάνονται από ορθή οπλισμένη σκυροδέματος  $55x20$  [πλάτος x ύψος cm]  
 με ελάχιστο οπλισμό 4φ14 (και συντελεστής  $\phi_8/20$ ) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

**Τοίχο**

**Π14**

Διαστάσεις μήκος = 6.57m, ύψος = 4.75m, πάχος = 0.40m



Αιθέρομη 0.40  
 Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματος Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 3.78 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν.κ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{\text{eff}} = p_x h = 0.75x4.75 = 3.56 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγρότητα  $h_{\text{eff}}/t_{\text{eff}} = 3.56/0.40 = 8.91 < 27$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

**Απαιτήσεις θωακών κειμένων εφάρμογής Ευρωκ-6**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $\geq 0.400 \text{ m}$  (επιδέξι)

Λυγρότητα  $\gamma = 8.91 < 15$  (επιδέξι)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 4.75/6.57 = 0.72 < 3.0$  (επιδέξι)

**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φορτίον  $1.35xg + 1.50xq$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο ορθοστάτου στην κορυφή  $N_1 = (1.35x0.0 + 1.50x0.0) / 6.57 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση ορθοστάτου στην κορυφή  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001x0.0 / 0.40 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στήλης στην κορυφή  $M_1/N_1 = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_1 = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηναίως εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = e_1 + e_2 = 3.56/450 = 0.00792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_2 + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05x0.40 = 0.02000 \text{ m}$

Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2x0.02000/0.40 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \cdot N_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.40x3.78/2.20 = 618.4 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 0.0 < 618.4 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αντοχής

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΛΗΝΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΝΟ ΤΟΥ ΙΟΛΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού στο πεδίο πλήντο  $Nm = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 293.7 / 6.57) = 24.14 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στο πεδίο πλήντο  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 24.14 / 0.40 = 0.060 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου  $\delta_{\text{πλήντο}} \text{ στο πεδίο πλήντο } Mm/Nm = 0.20 \times 0.0000 \times 0.0 / 24.1 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στο πεδίο  $\delta_{\text{πλήντο}} \text{ λόγω οριζόντιων φορτίων } e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα οφείλδμενη στα φορτία  $e_m = (Mm/Nm) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$ Η  $\lambda_{\text{υψηλότητα}} \leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$ Εκκεντρίτητα στο πεδίο πλήντο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.00792 + 0.00000 = 0.00792 \text{ m}$ Ελάττωση εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο πεδίο πλήντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.020 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού στη βάση  $N_b = (1.35 \times 293.7 + 1.50 \times 0.0) / 6.57 = 60.35 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 60.35 / 0.40 = 0.151 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_b / N_b = 0.00000 \times 0.0 / 60.3 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_b / N_b + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00792 = 0.00792 \text{ m}$ Ελάττωση εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2 \times 0.02000 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{δ}} = 1000 \times 0.40 \times 0.90 \times 0.40 \times 0.90 = 618.4 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 1000 \times 0.40 \times 0.90 \times 0.40 \times 0.90 = 618.4 \text{ kN/m}$ Ελάττωση εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2 \times 0.02000 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{δ}} = 1000 \times 0.40 \times 0.90 \times 0.40 \times 0.90 = 618.4 \text{ kN/m}$ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ  $\phi_{\text{όριον}} 1.00 \times g + 0.30 \times q + z_{\text{επίσης}} (\text{Ευρωκ-6, 4.4.2})$ 

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΙΟΛΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού στη κορυφή  $N_t = (1.00 \times 0.00 + 0.30 \times 0.00) / 6.57 = 0.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στη κορυφή  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 0.00 / 0.40 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου  $\delta_{\text{πλήντο}} \text{ στη κορυφή } M_t / N_t = 0$ Εκκεντρίτητα στη κορυφή λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00103 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στη κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_t / N_t + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00103 + 0.00792 = 0.00895 \text{ m}$ Ελάττωση εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στη κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2 \times 0.02000 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{δ}} = 1000 \times 0.40 \times 0.90 \times 0.40 \times 0.90 = 618.4 \text{ kN/m}$ 

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΠΕΔΑΙΟ ΠΛΗΝΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΝΟ ΤΟΥ ΙΟΛΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού στο πεδίο πλήντο  $Nm = (0.00 + 0.40 \times 1.00 \times 293.7 / 6.57) = 17.88 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στο πεδίο πλήντο  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 17.88 / 0.40 = 0.045 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου  $\delta_{\text{πλήντο}} \text{ στο πεδίο πλήντο } Mm/Nm = 0.20 \times 0.0000 \times 0.0 / 17.9 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στο πεδίο  $\delta_{\text{πλήντο}} \text{ λόγω οριζόντιων φορτίων } e_{hm} = 0.00052 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα οφείλδμενη στα φορτία  $e_m = (Mm/Nm) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00052 + 0.00792 = 0.00843 \text{ m}$ Η  $\lambda_{\text{υψηλότητα}} \leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$ Εκκεντρίτητα στο πεδίο πλήντο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.00843 + 0.00000 = 0.00843 \text{ m}$ Ελάττωση εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο πεδίο πλήντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.020 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο οχέδιασμού στη βάση  $N_b = (1.00 \times 293.7 + 0.30 \times 0.0) / 6.57 = 44.70 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 44.70 / 0.40 = 0.112 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_b / N_b = 0.00000 \times 0.0 / 44.7 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζόντιων φορτίων  $e_{h1} = 0.00103 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef} / 450 = 3.56 / 450 = 0.00792 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στη βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_b / N_b + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00103 + 0.00792 = 0.00895 \text{ m}$ Ελάττωση εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2 \times 0.02000 / 0.40 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{δ}} = 1000 \times 0.40 \times 0.90 \times 0.40 \times 0.90 = 618.4 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση οχέδιασμού στη βάση  $\sigma_{\text{δο}} = 1000 \times 0.40 \times 0.90 \times 0.40 \times 0.90 = 618.4 \text{ kN/m}$ Ελάττωση εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.02000 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο πεδίο πλήντο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1 / t = 1 - 2 \times 0.02000 / 0.40 = 0.90$ Ν<sub>δ</sub> = 532.2 < 618.4 = N<sub>δ</sub> Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

**ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΝΕΣ ΤΟΙΧΩΝ 1.00xg+0.30xg+0.30xg+0.30xg (Ευρωκ-6.4.5.3)**

Μέγιστη τάση διέκλισης από επιβάρυνση περσσομαγνητών στοίχιετων  $t_{max} = 0.390 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβάρυνση περσσομαγνητών στοίχιετων είναι για περσσομαγνητές)  $t_{δωκ} = 0.390 \text{ N/mm}^2$   
 Μέγιστη τιμή οριζόντιας αντισταθμής  $t_{δωκ} = 0.70x \text{ (} t_{δωκ} + 0.4x \text{)}$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8))  
 $t_{δωκ} = 0.70x \text{ (} 0.150 + 0.4x \text{)} = 0.478 \text{ N/mm}^2$ ,  $t_{δωκ} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $t_{δωκ} = 0.478 \text{ N/mm}^2$   
 $t_{δωκ} = 1.000x \text{ (} 0.478x + 0.478x \text{)}$   $t_{δωκ} = 0.478 \text{ N/mm}^2$   
 $t_{δωκ} = 1.56.2 > 86.8 = t_{δωκ}$  αντισταθμής ο έλεγχος τέλνους σε οριακή κατάσταση ατοχίας

**ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΝΕΣ ΤΟΙΧΩΝ 1.00xg+0.30xg+0.30xg+0.30xg (Ευρωκ-6.5.2)**

Επίπεδο μέγιστο στοίχιου και οριζόντιας αντισταθμής  $t_{δωκ} = 0.40x \text{ (} t_{δωκ} + 0.4x \text{)}$   $t_{δωκ} = 0.40x \text{ (} 0.40x + 0.4x \text{)}$   
 Η ελάχιστη οριζόντια αντισταθμής  $t_{δωκ} = 0.40x \text{ (} t_{δωκ} + 0.4x \text{)}$  (και αντιστοιχεί στο  $t_{δωκ} = 0.40x \text{ (} 0.40x + 0.4x \text{)}$ )

**Πρόχειρο 11**

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m

Αντοχή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής Α (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασινική αντοχή τοιχοποιίας  $t_{δωκ} = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέγιστης συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Παράρτημα 2.3)

Μήκος λυγισμού  $t_{δωκ} = 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Αντοχή  $t_{δωκ} = 2.40/0.75 = 3.20 < 27$  ετδ (Ευρωκ-6, 4.4.6)

**Αντιστάσεις Εθνικών Κειμένων Εφαρμογής Ευρωκ-6**

Διαστάσεις τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου  $t_{δωκ} = 0.750 > 0.240 \text{ m}$  (ετδ)

Αντοχή  $\gamma = 3.20 < 15$  (ετδ)

Υψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/20.85 = 0.15 < 3.0$  (ετδ)

**ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΝΕΣ ΤΟΙΧΩΝ 1.35xg+1.50xg (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΝΕΣ ΤΟΙΧΩΝ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = (1.35x1270.3 + 1.50x142.4)/20.85 = 92.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή  $t_{δωκ} = 0.01x \text{ (} 92.49/0.75 \text{)}$   $t_{δωκ} = 0.123 \text{ N/mm}^2$

σδο =  $0.123 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτημα 1.2) γίνεται μέση κατακόρυφη τάση  $t_{δωκ} = 0.123 \text{ N/mm}^2$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα 1.1)  $M_d = 4.58 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $t_{δωκ} = 0.0000 \text{ m}$

Ευρωπαϊκή εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $t_{δωκ} = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $t_{δωκ} = 0.04951 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05484 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $t_{δωκ} = 0.05484 \text{ m}$

Μετωπική συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $t_{δωκ} = 0.03750 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή  $N_d = 1308.3 \text{ kN/m}$

ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΝΕΣ ΤΟΙΧΩΝ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεαίο πέηητο  $N_m = (92.49 + 0.40x1.35x1132.1/20.85) = 121.81 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεαίο πέηητο  $t_{δωκ} = 0.001x121.81/0.75 = 0.162 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο ηεαίο πέηητο  $M_m/N_m = 0.20x0.04951x \text{ (} 92.49/121.8 \text{)}$   $t_{δωκ} = 0.00752 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο ηεαίο πέηητο  $t_{δωκ} = 0.0000 \text{ m}$

Ευρωπαϊκή εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $t_{δωκ} = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $t_{δωκ} = 0.00752 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01285 \text{ m}$

Η αντοχή είναι  $t_{δωκ} = 0.01285 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο ηεαίο πέηητο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $t_{δωκ} = 0.01285 + 0.00000 = 0.01285 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $t_{δωκ} = 0.03750 \text{ m}$

Μετωπική συντελεστής στο ηεαίο πέηητο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $t_{δωκ} = 0.038/0.75 = 0.050$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_d = (1.35 \times 2402.4 + 1.50 \times 142.4) / 20.85 = 165.80 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{\text{sd}} = 0.001 \times 165.80 / 0.75 = 0.221 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.04951 \times 92.5 / 165.8 = 0.02762 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{h1} + e_s = 0.02762 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03295 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05 \times 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$   
 Μέσος όρος συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2 e_1 / t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \times N_d = 0.90 \times 1000 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$   
 Μέγιστη κατακόρυφη θλίπτική τάση από απορροφώμενα πεντακλάμια  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση πεντακλάμια  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$  είναι για περικόχες  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$ )  
 Τάση εκτός των περικόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήλες  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$  και  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$   
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{sd}} = 1000 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$   
 $N_{\text{sd}} = 286.0 < 1385.3 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Έλεγχος αντοχής στη κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη κορυφή  $N_1 = (1.00 \times 1270.3 + 0.30 \times 142.4) / 20.85 = 62.97 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη κορυφή  $\sigma_{\text{sd}} = 0.001 \times 62.97 / 0.75 = 0.084 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{\text{sd}} = 0.084 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μέση εκκεντρότητα κατά  $(1-k/4) = 0.99$   
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στη κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.1)  $M_1 = 2.18 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στη κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00036 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη κορυφή  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{h1} + e_s = 0.03455 + 0.00036 + 0.00533 = 0.04025 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05 \times 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$   
 Μέσος όρος συντελεστής στη κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2 e_1 / t = 1 - 2 \times 0.04025 / 0.75 = 0.89$   
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \times N_d = 0.89 \times 1000 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1369.9 \text{ kN/m}$   
 $N_{\text{sd}} = 63.0 < 1369.9 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Έλεγχος αντοχής στο ηεσάτο πέλματο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάτο πέλματο  $N_m = (62.97 + 0.40 \times 1.00 \times 132.1 / 20.85) = 84.69 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάτο πέλματο  $\sigma_{\text{sd}} = 0.001 \times 84.69 / 0.75 = 0.113 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρότητα φορτίου βάσει στο ηεσάτο πέλματο  $M_m/N_m = 0.20 \times 0.03455 \times 63.0 / 84.7 = 0.00514 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στο ηεσάτο πέλματο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{hm} = 0.00018 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση  $e_1 = M_m / N_m + e_{hm} + e_s = 0.00514 + 0.00018 + 0.00533 = 0.01065 \text{ m}$   
 Η ανυρρότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$   
 Εκκεντρότητα στο ηεσάτο πέλματο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.01065 + 0.00000 = 0.01065 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05 \times 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$   
 Μέσος όρος συντελεστής στο ηεσάτο πέλματο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2 e_m / t = 1 - 2 \times 0.038 / 0.75 = 0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση  $N_1 = (1.00 \times 2402.4 + 0.30 \times 142.4) / 20.85 = 117.27 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση  $\sigma_{\text{sd}} = 0.001 \times 117.27 / 0.75 = 0.156 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.03455 \times 63.0 / 117.3 = 0.01856 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00036 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$   
 Εκκεντρότητα στη βάση  $e_1 = M_1 / N_1 + e_{h1} + e_s = 0.01856 + 0.00036 + 0.00533 = 0.02425 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05 \times 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$   
 Μέσος όρος συντελεστής στη βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2 e_1 / t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 \times N_d = 0.90 \times 1000 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$   
 Μέγιστη κατακόρυφη θλίπτική τάση από απορροφώμενα πεντακλάμια  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση πεντακλάμια  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$  είναι για περικόχες  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$ )  
 Τάση εκτός των περικόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήλες  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$  και  $\sigma_{\text{td}} = 1385.3 \text{ N/mm}^2$   
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{sd}} = 1000 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$   
 $N_{\text{sd}} = 551.4 < 1385.3 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

**Έλεγχος σε διάτνηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+επιρροή (Ευρωκ-6.4.5.3)**

Μέγιστη τάση διάτνησης από επιβύθιση πεντακλάμια  $\sigma_{\text{td}} = 0.198 \text{ N/mm}^2$   
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβύθιση πεντακλάμια  $\sigma_{\text{td}} = 0.198 \text{ N/mm}^2$  είναι για περικόχες  $\sigma_{\text{td}} = 0.198 \text{ N/mm}^2$ )  
 Τάση εκτός των περικόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήλες  $\sigma_{\text{td}} = 0.198 \text{ N/mm}^2$  και  $\sigma_{\text{td}} = 0.198 \text{ N/mm}^2$   
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{sd}} = 1000 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$   
 $N_{\text{sd}} = 148.8 < 1385.3 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Από τη μελέτη της κατασκευής του κτιρίου προκύπτουν οι εξής παρατηρήσεις:

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.

## ΠΡΟΣΩΡΙΝΟ

Διαστάσεις πλάτους: 9.20m, ύψους: 3.20m, πάχους: 0.75m

Απόσταση 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθόσφαιρων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσινά υλικά: 4.51 N/mm<sup>2</sup>

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.

Μήκος αυλαιοφύλλου: 0.75x 3.20 = 2.40 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Αντιστάσεις: 2.40/0.75 = 3.20 &lt; 27 επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Αντιστάσεις: 2.40/0.75 = 3.20 &lt; 27 επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Αντιστάσεις: 2.40/0.75 = 3.20 &lt; 27 επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Πλάτος: 0.75 &gt; 0.24 m (επιδέξει)

Αντιστάσεις: 2.40/0.75 = 3.20 &lt; 27 επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Υψος/μήκος: 3.20/9.20 = 0.35 &lt; 3.0 (επιδέξει)

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.

Κατακόρυφο φορτίο: 1.35x 590.4 + 1.50x 80.5 = 99.76 kN/m

Μέση κατακόρυφη δύναμη: 99.76 / 0.75 = 0.133 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Κατακόρυφο φορτίο: 1.35x 590.4 + 1.50x 80.5 = 99.76 kN/m

Μέση κατακόρυφη δύναμη: 99.76 / 0.75 = 0.133 N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εκκεντρότητα: 0.0000 m

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.

Εάν η κατασκευή του κτιρίου γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τότε το κτίριο θα είναι ασφαλείας και θα πληροί τις απαιτήσεις.



Κατακόρυφο φορτίο  $N_t = (1.35 \times 10^4 \times 9.8 + 1.50 \times 80.5) / 9.20 = 167.14 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 167.14 / 0.75 = 0.223 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση  $M_t/N_t = 0.00000 \times 99.8 / 167.1 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.7.2}}) e_s = h e_t / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στη βάση  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) e_1 = M_t / N_t + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρίτητα  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) e_{10} = 0.05 t = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) \phi_1 = 1 - 2 e_1 / t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_t = \phi_1 M_t / \gamma_M = 10000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$ 

Μέγιστη κατακόρυφη ελκυστική τάση από την επιβάρυνση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβάρυνση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεων εκτός των περιοχών συγκεντρώσεως τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 10000 \times 0.75 \times 4.52 = 338.7 \text{ kN/m}$  $N_{sd} = 338.7 < 1385.3 = N_t$  Δελ. ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.00 \times g + 0.30 \times q + \text{επιρροές (Ευρωκ-6, 4.4.2)}$** 

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τόχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_t = (1.00 \times 590.4 + 0.30 \times 80.5) / 9.20 = 66.80 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 66.80 / 0.75 = 0.089 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου  $e_{h1} = 0$ Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00036 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.7.2}}) e_s = h e_t / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην κορυφή  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) e_1 = M_t / N_t + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρίτητα  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) e_{10} = 0.05 t = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) \phi_1 = 1 - 2 e_1 / t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_t = \phi_1 M_t / \gamma_M = 10000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$  $N_{sd} = 66.8 < 1385.3 = N_t$  Δελ. ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίαςΈλεγχος αντοχής στο ηεσάλο  $N_t$  και  $N_t$  στην βάση του τόχουΚατακόρυφο φορτίο  $N_t = (66.80 + 0.40 \times 1.00 \times 459.2 / 9.20) = 86.76 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 86.76 / 0.75 = 0.116 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου  $e_{h1} = 0$ Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1} = 0.00018 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.7.2}}) e_s = h e_t / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m / N_m) + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00018 + 0.00533 = 0.00551 \text{ m}$ Η  $N_t$  στην βάση  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3.2}}) e_{10} = 0.05 t = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) e_{10} = 0.05 t = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρίτητα  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) e_{10} = 0.05 t = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο ηεσάλο  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) \phi_m = 1 - 2 e_m / t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_t = (1.00 \times 1049.6 + 0.30 \times 80.5) / 9.20 = 116.71 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 116.71 / 0.75 = 0.156 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου στην βάση  $M_t / N_t = 0.00000 \times 66.8 / 116.7 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην βάση  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.7.2}}) e_s = h e_t / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην βάση  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) e_1 = M_t / N_t + e_{h1} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρίτητα  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) e_{10} = 0.05 t = 0.05 \times 0.75 = 0.03750 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση  $(E_{\text{Ευρωκ-6.4.4.3}}) \phi_1 = 1 - 2 e_1 / t = 1 - 2 \times 0.03750 / 0.75 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_t = \phi_1 M_t / \gamma_M = 10000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51 / 2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$ 

Μέγιστη κατακόρυφη ελκυστική τάση από την επιβάρυνση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβάρυνση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεων εκτός των περιοχών συγκεντρώσεως τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 10000 \times 0.75 \times 0.760 = 569.7 \text{ kN/m}$  $N_{sd} = 569.7 < 1385.3 = N_t$  Δελ. ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας**Έλεγχος σε διείσδυση φόρτιση  $1.00 \times g + 0.30 \times q + \text{επιρροές (Ευρωκ-6.4.5.3)}$** 

Μέγιστη τάση διείσδυσης από την επιβάρυνση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επιβάρυνση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεων εκτός των περιοχών συγκεντρώσεως τάσεων στις στήριξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τάση  $N_t = 10000 \times 0.75 \times 0.303 = 227.4 \text{ kN/m}$ Χαρακτηριστική διείσδυση  $N_t = 10000 \times 0.75 \times 0.303 = 227.4 \text{ kN/m}$ Τιμή σχεδιασμού αντοχής  $N_t = 10000 \times 0.75 \times 0.303 = 227.4 \text{ kN/m}$  $N_t = 227.4 > 108.3 = N_t$  Δελ. ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΓΟΜΕΤΡΩΝ ΣΥΜΠΡΕΣΙΜΩΝ (Εβν. Κετ.ν. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Επί το πλάτος η έρευνα του τοίχου και στο ύψος των υπηρέθων τυχόν παρομοιωμένων μικρών εφελκυστικών τριών παραγόμενων από σελή ομολογών σκυροδέματος [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ16 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Πίνακας

Διαστάσεις μήκος=20.85m, πλάτος=3.20m, ύψος=0.75m

Αριθμός 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής Α (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσική αντοχή τοιχοποιίας f<sub>tk</sub> = 4.51 N/mm<sup>2</sup>

Επί η έρευνα συντελεστής ασφαλείας γ<sub>M</sub>=2.20 (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού η<sub>ef</sub>=ρ<sub>xh</sub>=0.75x 3.20= 2.40 m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγισμός η<sub>ef</sub>/f<sub>ef</sub>= 2.40/0.75= 3.20<27 επιδέξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις έβνικών κειμένων εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαστατική τοιχοποιία

Πλάτος τοίχου= 0.750 >= 0.240 m ( επιδέξει)

Λυγισμός λ= 3.20<=15 ( επιδέξει)

Υψος/μήκος τοίχου h/L= 3.20/20.85= 0.15<=3.0 ( επιδέξει)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακρύφο φορτίο σκελετού στην κορυφή N<sub>Ed</sub>=(1.35x1224.0+1.50x 114.1)/20.85= 87.46 kN/m

Μέση κατακρύφηση τάνη σκελετού στην κορυφή σ<sub>Ed</sub>=0.001x 87.46/ 0.75= 0.117 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>Ed</sub>= 0.117<0.25N/mm<sup>2</sup> άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέση εκκλιση κατά (1-k/4)=0.99

Καμπτική ροπή σκελετού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) M<sub>Ed</sub>= 4.65 kNm/m

Εκκλιση στην κορυφή λ<sub>Ed</sub>=0.0000 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3) ei=M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub>+eh<sub>1</sub>+es= 0.05318+0.0000+0.00533=0.05851 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) ei=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>1</sub>=1-2e<sub>1</sub>/t=1-2x0.05851/0.75=0.84

Κατακρύφο φορτίο σκελετού ανά μονάδα μήκος N<sub>Ed</sub>=φ<sub>1</sub>M<sub>Ed</sub>/γ<sub>M</sub>=1000x0.84x0.75x 4.51/2.20= 1292.9kN/m

N<sub>Ed</sub>= 87.5 < 1292.9=N<sub>Ed</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟΛΟ ΠΕΡΙΟΤΟ ΚΑΙ ΒΑΘΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακρύφο φορτίο σκελετού στο μεσαίο περίοτο N<sub>Ed</sub>=( 87.46+0.40x1.35x1227.0/20.85)=119.24 kN/m

Μέση κατακρύφηση τάνη σκελετού στο μεσαίο περίοτο σ<sub>Ed</sub>=0.001x119.24/ 0.75= 0.159 N/mm<sup>2</sup>

Εκκλιση στην κορυφή λ<sub>Ed</sub>=0.0000 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3) ei=M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub>+eh<sub>1</sub>+es= 0.05318+0.0000+0.00533=0.05851 m

Εκκλιση στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) ei=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετωπικός συντελεστής στο μεσαίο περίοτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>1</sub>=1-2e<sub>1</sub>/t=1-2x0.05851/0.75=0.90

Κατακρύφο φορτίο σκελετού στην βάση N<sub>Ed</sub>=(1.35x2451.0+1.50x 114.1)/20.85=166.91 kN/m

Μέση κατακρύφηση τάνη σκελετού στην βάση σ<sub>Ed</sub>=0.001x166.91/ 0.75= 0.223 N/mm<sup>2</sup>

Εκκλιση στην βάση M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub>=0.05318x 87.5/ 166.9=0.02786 m

Εκκλιση στην βάση λ<sub>Ed</sub>=0.0000 m

Εκκλιση στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.7.2) es=hef/450= 2.40/450=0.00533 m

Εκκλιση στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3) ei=M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub>+eh<sub>1</sub>+es= 0.02786+0.0000+0.00533=0.03320 m

Εκκλιση στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) ei=0.05t=0.05x0.75=0.03750 m

Μετωπικός συντελεστής στο μεσαίο περίοτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) φ<sub>1</sub>=1-2e<sub>1</sub>/t=1-2x0.03750/0.75=0.90

Κατακρύφο φορτίο σκελετού ανά μονάδα μήκος N<sub>Ed</sub>=φ<sub>1</sub>M<sub>Ed</sub>/γ<sub>M</sub>=1000x0.90x0.75x 4.51/2.20= 1385.3kN/m

Μέση κατακρύφηση τάνη σκελετού ανά μονάδα μήκος N<sub>Ed</sub>=1000x0.75x 0.335= 251.3 kN/m

N<sub>Ed</sub>= 251.3 < 1385.3=N<sub>Ed</sub> ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΤΟΙΧΩΝ

ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΤΟΙΧΩΝ  
 Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.00 \times 1224.0 + 0.30 \times 114.1) / 20.85 = 60.35 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 60.35 / 0.75 = 0.080 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{\text{δο}} = 0.080 < 0.080$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Ι.2) γίνονται μετωση εκκεντρίτητας κατά  $(1-k/4) = 0.99$   
 Καμπτική ροπή  $M_1$  λόγω  $N_1$  στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτ. Ι.1)  $M_1 = 2.21 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_2 = h \cdot e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = M_1 / N_1 + e_2 = 0.03661 + 0.00533 = 0.04230 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_2 = (60.35 + 0.40 \times 1.00 \times 1227.0 / 20.85) = 83.89 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 83.89 / 0.75 = 0.112 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_3 = (1.00 \times 2451.0 + 0.30 \times 114.1) / 20.85 = 119.20 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 119.20 / 0.75 = 0.159 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_2 = h \cdot e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_4 = (1.00 \times 2451.0 + 0.30 \times 114.1) / 20.85 = 119.20 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 119.20 / 0.75 = 0.159 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_2 = h \cdot e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_5 = (1.00 \times 2451.0 + 0.30 \times 114.1) / 20.85 = 119.20 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 119.20 / 0.75 = 0.159 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_2 = h \cdot e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_6 = (1.00 \times 2451.0 + 0.30 \times 114.1) / 20.85 = 119.20 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 119.20 / 0.75 = 0.159 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_2 = h \cdot e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_7 = (1.00 \times 2451.0 + 0.30 \times 114.1) / 20.85 = 119.20 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 119.20 / 0.75 = 0.159 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_2 = h \cdot e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_8 = (1.00 \times 2451.0 + 0.30 \times 114.1) / 20.85 = 119.20 \text{ kN/m}$   
 Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 119.20 / 0.75 = 0.159 \text{ N/mm}^2$   
 Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_2 = h \cdot e_1 / 450 = 2.40 / 450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$   
 Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_1 = 0.055 \text{ m}$

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, πλάτος= 3.20m, πάχος= 0.75m

Απόσταση 0.75

Ανάλυση κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)  
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσώματων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)  
Θαλασινική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_m = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = p \times h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Ανυψότητα  $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.75 = 3.20 < 2.7$  επιδέξι (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Αναισθησία βέλκων κειμένων εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαστατική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου  $= 0.750 > 0.240 \text{ m}$  (επιδέξι)

Ανυψότητα  $\lambda = 3.20 < 15$  (επιδέξι)

Ύψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 < 3.0$  (επιδέξι)

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΝΤΟΤΗΤΑ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΩΝ

Κατακόρυφο φορτίο  $N_i = (1.35 \times 586.8 + 1.50 \times 67.2) / 9.20 = 97.06 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.0129 \text{ N/mm}^2$

Μέση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.129 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέση εκκεντρότητα κατά  $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή  $M_i$  στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_i = 5.23 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{hi} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{hef}}/450 = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.05393 + 0.0000 + 0.00533 = 0.05926 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{\text{im}} = 0.05 \times 0.75 = 0.0375 \text{ m}$

Μετακός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05926/0.75 = 0.84$

Κατακόρυφο φορτίο  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 130.76 / 0.75 = 0.174 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $\sigma_{\text{δο}}$  στο μέσο  $e_{\text{hm}} = 0.20 \times 0.05393 \times 97.1/130.8 = 0.00801 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{hef}}/450 = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στα φορτία  $e_{\text{hm}} + e_s = 0.00801 + 0.0000 + 0.00533 = 0.01334 \text{ m}$

Η ανυψότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μέσο  $e_{\text{hm}} + e_k = 0.01334 + 0.0000 = 0.01334 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{\text{im}} = 0.05 \times 0.75 = 0.0375 \text{ m}$

Μετακός συντελεστής στο μέσο  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.038/0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_i = (1.35 \times 1160.9 + 1.50 \times 67.2) / 9.20 = 181.31 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 181.31 / 0.75 = 0.242 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_i/N_i = 0.05393 \times 97.1/181.3 = 0.02887 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $e_{hi} = 0.0000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{\text{hef}}/450 = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02887 + 0.0000 + 0.00533 = 0.03421 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_{\text{im}} = 0.05 \times 0.75 = 0.0375 \text{ m}$

Μετακός συντελεστής στην βάση  $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.0375/0.75 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_i = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.281 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_i = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_i = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_i = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_i = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_i = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_i = 1000 \times 0.90 \times 0.75 \times 4.51/2.20 = 1385.3 \text{ kN/m}$

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΝΤΟΤΗΤΑ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΩΝ

Κατακόρυφο φορτίο  $N_i = (1.00 \times 586.8 + 0.30 \times 67.2) / 9.20 = 65.97 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 65.97 / 0.75 = 0.088 \text{ N/mm}^2$

Μέση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.088 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέση εκκεντρότητα κατά  $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή  $M_i$  στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_i = 2.48 \text{ kNm/m}$

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΕΚΔΟΣΕΩΝ (ΙΤΥΣ)  
ΛΕΥΚΩΣΙΑ 15701  
ΤΗΛΕΦΩΝΟ 210 749 1300  
ΤΗΛΕΦΑΞ 210 749 1301  
ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΕΚΔΟΣΕΩΝ (ΙΤΥΣ)  
ΛΕΥΚΩΣΙΑ 15701  
ΤΗΛΕΦΩΝΟ 210 749 1300  
ΤΗΛΕΦΑΞ 210 749 1301

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΕΚΔΟΣΕΩΝ (ΙΤΥΣ)  
ΛΕΥΚΩΣΙΑ 15701  
ΤΗΛΕΦΩΝΟ 210 749 1300  
ΤΗΛΕΦΑΞ 210 749 1301

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΩΝ ΚΑΙ ΕΚΔΟΣΕΩΝ (ΙΤΥΣ)  
ΛΕΥΚΩΣΙΑ 15701  
ΤΗΛΕΦΩΝΟ 210 749 1300  
ΤΗΛΕΦΑΞ 210 749 1301

Λιθόδομη 0.40

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσπιδίων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Ελαστική αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 3.78 \text{ N/mm}^2$

Επί πέδου συνιστάται ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού  $\eta_{ef} = 3.20 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Ανυψώματα  $\eta_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.40 = 6.00 < 27$  εφάπαξ (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις έθνικων κειμένων εφάρμοξης Ευρωκώδικα

Διαγράμμιση τοιχοποιίας

Πάχος τοίχου  $= 0.40 \text{ m}$  (επιδέει)

Ανυψώματα  $\gamma = 6.00 < 15$  (επιδέει)

Υψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/7.00 = 0.46 < 3.0$  (επιδέει)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.35g + 1.50q$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.35 \times 15.9 + 1.50 \times 78.4) / 7.00 = 39.15 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.098 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{\text{δομ}} = 0.098 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μετρήσεις ελέγχου (1-k/4)=0.96

Καμπτική ροπή  $M_1$  στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 4.27 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$

Πυκνωτική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{h1} = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} = -0.10912 + 0.00000 + 0.00533 = 0.11445 \text{ m}$

Ελαστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.0200 \text{ m}$

Μετωπική συνιστάμενη στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.11445/0.40 = 0.43$

Κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 M / \gamma_M = 0.43 \times 3.78 / 2.20 = 0.73 \text{ kN/m}$

$N_{\text{sd}} = 39.2 < 295.4 = N_{\text{rd}}$  ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο μέσοιό και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_{\text{mid}} = (39.15 + 0.40 \times 1.35 \times 233.0) / 7.00 = 57.13 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.001 \times 57.13 / 0.40 = 0.143 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου  $M_{\text{mid}} = 0.20 \times 0.10912 \times 39.2 / 57.13 = 0.01496 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μέσοιό  $e_{hm} = 0.0000 \text{ m}$

Πυκνωτική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{hm} = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στα φορτία  $e_m = (M_{\text{mid}}/N_{\text{mid}}) + e_{hm} = 0.01496 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02029 \text{ m}$

Η ανυψώματα είναι  $< 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα  $\gamma_{\text{δωλ}} = 0.02029$

Εκκεντρότητα στο μέσοιό  $e_m = 0.02029 + 0.00000 = 0.02029 \text{ m}$

Ελαστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.0200 \text{ m}$

Μετωπική συνιστάμενη στο μέσοιό  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.020/0.40 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.35 \times 348.9 + 1.50 \times 78.4) / 7.00 = 84.09 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.001 \times 84.09 / 0.40 = 0.210 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση  $M_1/N_1 = 0.10912 \times 39.2 / 84.1 = 0.05081 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση  $\gamma_{\text{δωλ}} = 0.0000 \text{ m}$

Πυκνωτική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{h1} = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} = 0.05081 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05614 \text{ m}$

Ελαστική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.40 = 0.0200 \text{ m}$

Μετωπική συνιστάμενη στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.05614/0.40 = 0.72$

Κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα μήκους  $N_{\text{rd}} = \phi_1 M / \gamma_M = 0.72 \times 3.78 / 2.20 = 1.22 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δομ}} = -0.254 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα στην βάση  $M_1/N_1 = 0.05614/0.40 = 0.14029 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση  $\gamma_{\text{δωλ}} = 0.0000 \text{ m}$

Πυκνωτική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_{h1} = 2.40/450 = 0.0053 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_1/N_1 + e_{h1} = 0.05614 + 0.00000 + 0.00533 = 0.06147 \text{ m}$

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση  $1.00g + 0.30q + 2.00q$  (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο  $N_1 = (1.00 \times 115.9 + 0.30 \times 78.4) / 7.00 = 19.92 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δομ}} = 0.050 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{\text{δομ}} = 0.050 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μετρήσεις ελέγχου (1-k/4)=0.96

Καμπτική ροπή  $M_1$  στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1)  $M_1 = 2.03 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρίτητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.00036$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h e_f/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.10198+0.00036+0.00533=0.10767$  m  
Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.40=0.02000$  m  
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.10767/0.40=0.46$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{sd}=\phi_1 M_1/\gamma_M=1000 \times 0.46 \times 3.78/2.20=316.1 \text{ kN/m}$   
 $N_{sd}=19.9 < 316.1=N_{td}$  ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο ηεσάλο πέμπτο και βόθρο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο ηεσάλο πέμπτο  $N_{Ed}=(19.92+0.40 \times 1.00 \times 233.0/7.00)=33.23 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο ηεσάλο πέμπτο  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 33.23/0.40=0.083 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρίτητα φορτίου βάσει πέμπτο  $M_{Ed}/N_{Ed}=0.20 \times 0.10198 \times 19.9/33.2=0.01222$  m  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.00018$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h e_f/450=2.40/450=0.00533$  m

Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_{m1}=(M_{Ed}/N_{Ed})+e_{h1}+e_s=0.01222+0.00018+0.00533=0.01774$  m  
Η ανηγμένη είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερυσμού  $e_k=0$   
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m=e_{m1}+e_k=0.01774+0.00000=0.01774$  m  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάλο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m=0.05t=0.05 \times 0.40=0.02000$  m

Μειωτικός συντελεστής στο ηεσάλο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.020/0.40=0.90$   
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση  $N_1=(1.00 \times 348.9+0.30 \times 78.4)/7.00=53.20 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 53.20/0.40=0.133 \text{ N/mm}^2$   
Εκκεντρίτητα φορτίου στην βάση  $M_1/N_1=0.10198 \times 19.9/53.2=0.03818$  m

Εκκεντρίτητα στην βάση λόγω οριζοντίων φορτίων  $e_{h1}=0.00036$  m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h e_f/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρίτητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.03818+0.00036+0.00533=0.04387$  m  
Ελέγχιση εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1=0.05t=0.05 \times 0.40=0.02000$  m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1=1-2e_1/t=1-2 \times 0.04387/0.40=0.78$   
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους  $N_{td}=\phi_1 M_1/\gamma_M=1000 \times 0.78 \times 0.40 \times 3.78/2.20=535.9 \text{ kN/m}$   
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην βάση  $\sigma_{sdo}=-0.702 \text{ N/mm}^2$   
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεις εκτός των περικόχων συγκεκριμένης τάξης οι οποίες δόκων που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τάξης ανά μονάδα μήκους  $N_{sd}=1000 \times 0.40 \times 0.209=83.7 \text{ kN/m}$   
(Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))  
 $\tau_{vk}=0.70 \times (0.150+0.4 \times 0.702)=0.301 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max \tau_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $\tau_{vk}=0.301 \text{ N/mm}^2$   
Τιμή σχεδιασμού αντοχής έλξης  $V_{td}=\tau_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{td}=1000 \times 0.301 \times 0.40/2.20=54.8 \text{ kN/m}$   
 $V_{sd}=83.7 > 54.8=V_{td}$  ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

#### Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00 \times 0.30 \times 0.40 \times 0.209$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $\tau_{max}=0.209 \text{ N/mm}^2$   
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες  
τάσεις εκτός των περικόχων συγκεκριμένης τάξης οι οποίες δόκων που ελέγχονται χωριστά)  
Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τάξης ανά μονάδα μήκους  $V_{sd}=1000 \times 0.40 \times 0.209=83.7 \text{ kN/m}$   
(Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))  
 $\tau_{vk}=0.70 \times (0.150+0.4 \times 0.702)=0.301 \text{ N/mm}^2$ ,  $\max \tau_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$ , και  $\tau_{vk}=0.301 \text{ N/mm}^2$   
Τιμή σχεδιασμού αντοχής έλξης  $V_{td}=\tau_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$  (Ευρωκ-6 4.5.3)  
 $V_{td}=1000 \times 0.301 \times 0.40/2.20=54.8 \text{ kN/m}$   
 $V_{sd}=83.7 > 54.8=V_{td}$  ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

#### Ελέγχος περικόχων με συγκεκριμένη φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν οι εξής θέσεις φόρτισης  
δόκων στο πάνω ηέρος οι θέσεις είναι οι θέσεις. Κάθε στο πάνω ηέρος  
του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σπείρμα, ελέγχουμε τις θέσεις σε χημικά πεπερασμένων στοιχείων.  
Η μέγιστη θάλαση είναι στην περικόχη συγκεκριμένη φορτίων  $\sigma_{smax}=0.271 \text{ N/mm}^2$   
Η μέγιστη αντλία είναι  $0.271$  είναι  $< \tau_{vk}/\gamma_M=3.78/2.2=1.72$   
άρα ικανοποιείται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

#### Ενδοί οπλισμένοι ακυρότητα (Εθν. Κεπ. εφαρμογές Ευρωκ-6, 5.2)

Είσο πάνω ηέρος του τοίχου και στο ηέρος των υπέρυφων τοίχων παρουσιάζονται μικρές εφεξυλιστικές τάσεις  
παράλληλα είναι από σπείρμα οπλισμένο ακυρότητα  $40 \times 20$  [πλάτος  $\times$  ύψος cm]  
με ελάχιστο οπλισμό  $\phi 14$  (και συντελεστής  $\phi 8/20$ ) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.





[illegible]

Συνάξ ομολογένοιο σκυροδέματος (Εθν. Κεϊμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Η μέση τιμή των  $\sigma_{\text{max}}$  είναι  $\sigma_{\text{max}} = 0.540 \text{ N/mm}^2$  και  $\text{IK/IM} = 3.78/2.2 = 1.72$   
 άρα  $\text{IK/IM} = 1.72$  και  $\sigma_{\text{max}} = 0.540 \text{ N/mm}^2$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΧΩΝ ΠΕ ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ (ΕΥΡΩΚ-6, 4.4.8)

[illegible]

ΕΛΛΗΝΟΣ σε διατήρηση φόβου 1.00xg+0.30xg+2εισφοράς (Ευρωκ-6.4.5.3)

Κατακόρυφο φορτίο σκελετού στο ηεσάτο πέλματο Νm=( 34.42+0.40x1.00x 233.0 / 7.00)= 47.74 kN/m  
Μέση κατακόρυφη δύναμη σκελετού στο ηεσάτο πέλματο σδο=0.01x 47.74 / 0.40 = 0.119 N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου όσον στο ηεσάτο πέλματο Μm/Nm=0.20x0.0043x 34.4 / 47.7=0.0006 m  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάτο πέλματο λόγω οριζώντιων φορτίων εhm=0.0018 m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Eupok-6.4.4.7.2) es=hel/450= 2.40/450=0.0053 m  
Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία em=(Mm/Nm)+ehm+es=0.0006+0.0018+0.0053=0.0057 m  
Η λυγμότητα είναι < 15 άρα (Eupok-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω ερωτηθέν ek=0  
Εκκεντρίτητα στο ηεσάτο πέλματο (Eupok-6 4.4.3) em=em+ek=0.0057+0.0000=0.0057 m  
Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Eupok-6, 4.4.3) em=0.05t=0.05x0.40=0.0200 m  
Μετωικός συντελεστής στο ηεσάτο πέλματο (Eupok-6, 4.4.3) φm=1-2em/t=1-2x0.020/0.40=0.90  
Κατακόρυφο φορτίο σκελετού στη βάση Νf=(1.00x 431.5+0.30x 141.5) / 7.00= 67.71 kN/m  
Μέση κατακόρυφη δύναμη σκελετού στη βάση σδο=0.001x 67.71 / 0.40 = 0.169 N/mm<sup>2</sup>  
Εκκεντρίτητα φορτίου στη βάση Mf/Nf=0.0043x 34.4 / 67.7=0.0022 m  
Εκκεντρίτητα στη βάση λόγω οριζώντιων φορτίων ehf=0.0036 m  
Τυχηματική εκκεντρίτητα (Eupok-6.4.4.7.2) es=hel/450= 2.40/450=0.0053 m  
Εκκεντρίτητα στη βάση (Eupok-6 4.4.3) ef=0.05t=0.05x0.40=0.0200 m  
Ελάχιστη εκκεντρίτητα (Eupok-6, 4.4.3) efl=Mf/Nf+ehf+es=0.0022+0.0036+0.0053=0.0091 m  
Μετωικός συντελεστής στη βάση (Eupok-6, 4.4.3) φl=1-2ef/t=1-2x0.0200/0.40=0.90  
Κατακόρυφο φορτίο ανωχής ανά μονάδα μήκος Nrd=φlm.E.fk/M=1000x0.90x0.40x 3.78/2.20= 618.4kN/m  
Μέγιστη κατακόρυφη θλίπτική δύναμη από αποτέλεσμα πεπερασμένων στοιχείων maxon=-0.771 N/mm<sup>2</sup>  
(H μέγιστη δύναμη που προκύπτει από την επιλεγμένη επεξεργασία των στοιχείων είναι για περίπτωση 5  
ιδανικών εκτός των περιπτώσεων αυτών οι οποίες είναι στην αρχή της δοκού που αναλύονται χωριστά)  
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο ανωχώς ανά μονάδα μήκος Nsd=1000x0.40x 0.771= 308.5 kN/m  
NsD= 308.5 > 618.4=Nrd=47.74 kN/m επομένως το έργο οριακή κατάσταση πληρούται

noXioi noi uoxe iax oipheh oimoxe oio Suxoian Soxleye

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζόντιας φορτίαν  $e_{h1}=0.0036$  m  
 Τυχηματική εκκεντρότητα  $(E_{upok-6.4.4.7.2})$   $e_s=e_{el}/450=2.40/450=0.0053$  m  
 Εκκεντρότητα στην κορυφή  $(E_{upok-6.4.4.3})$   $e_t=M_1/N_1+e_{h1}+e_s=0.00043+0.00036+0.00533=0.00612$  m  
 Ελάχιστη εκκεντρότητα  $(E_{upok-6, 4.4.3})$   $e_t=0.05t=0.05 \times 0.40=0.0200$  m  
 Μετακίνησης συνιστάμενη στην κορυφή  $(E_{upok-6, 4.4.3})$   $\phi_t=1-2e_t/t=1-2 \times 0.0200/0.40=0.90$   
 Κατακόρυφο φορτίο ανωχώρας  $N_{rd}=\phi_t \times t \times f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.40 \times 3.78/2.20=618.4$  kN/m  
 NSd= 34.4 > 618.4=NSd=NSd κρανοπορτία  $\alpha$  ο  $\lambda \gamma \epsilon \chi \lambda \gamma \alpha \varsigma$  σε οριακή κατάσταση αστοχίας

ΕΚΚΕΝΤΡΙΟΤΗΤΑ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΛΟΓΩ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΝ ΦΟΡΤΙΩΝ  $eh_1=0.00036$  m

ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ Μ2 0.60

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιδίων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θαλασσιακή αντοχή τοιχοποιίας  $f_k = 4.51 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M = 2.20$  (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού  $h_{ef} = p_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$  (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Αντίσταση  $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.60 = 4.00 < 2.7$  εφάπαξ (Ευρωκ-6, 4.4.6)Αντίσταση  $\lambda = 4.00 < 1.5$  (εφάπαξ)Πάχος τοίχου  $\geq 0.60 \text{ m}$  (εφάπαξ)Αντοχή  $\lambda = 4.00 < 1.5$  (εφάπαξ)Υψος/μήκος τοίχου  $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 < 3.0$  (εφάπαξ)

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ

Κατακόρυφο φορτίο  $N_L = (1.35 \times 494.7 + 1.50 \times 159.6) / 9.20 = 98.61 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.164 \text{ N/mm}^2$ σδο =  $0.164 < 0.25 \text{ N/mm}^2$  άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνονται μέσση εφελκυστική και (1-k/4) = 0.98Καμπτική ροπή  $M_L = 7.05 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρίτητα στην κορυφή  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_L/N_L + e_{h1} + e_s = 0.07150 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07683 \text{ m}$ Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.07683/0.60 = 0.74$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_L = 98.61 + 0.40 \times 1.35 \times 459.3 / 9.20 = 125.57 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 125.57 / 0.60 = 0.209 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου  $M_L/N_L = 0.20 \times 0.07150 \times 98.61 / 125.57 = 0.01123 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στο μέσο  $e_{h1} = 0.0000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m = (M_m/N_m) + e_{h1} + e_s = 0.01123 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01656 \text{ m}$ Η λυγριότητα είναι  $\leq 1.5$  άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρίτητα λόγω εφελκυσμού  $e_k = 0$ Εκκεντρίτητα στο μέσο (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_m = e_m + e_k = 0.01656 + 0.00000 = 0.01656 \text{ m}$ Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στο μέσο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.030/0.60 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_L = (1.35 \times 954.0 + 1.50 \times 159.6) / 9.20 = 166.01 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.001 \times 166.01 / 0.60 = 0.277 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρίτητα φορτίου στην βάση  $M_L/N_L = 0.07150 \times 98.61 / 166.01 = 0.04247 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην βάση  $e_{h1} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρίτητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3)  $e_1 = M_L/N_L + e_{h1} + e_s = 0.04247 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04781 \text{ m}$ Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.04781/0.60 = 0.84$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_L = 1034.3 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.342 \text{ N/mm}^2$ Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.030/0.60 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_L = 1034.3 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.342 \text{ N/mm}^2$ Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.030/0.60 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_L = 58.98 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.098 \text{ N/mm}^2$ Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.030/0.60 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_L = 58.98 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.098 \text{ N/mm}^2$ Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.030/0.60 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο  $N_L = 58.98 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση  $\sigma_{\text{δο}} = 0.098 \text{ N/mm}^2$ Ελκυστική εκκεντρίτητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_1 = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ Μετωικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_1 = 1 - 2e_1/t = 1 - 2 \times 0.030/0.60 = 0.90$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{h1}=0.00036$  m  
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m  
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_l=M_l/N_l+e_{h1}+e_s=0.05677+0.00036+0.00533=0.06246$  m  
Μετωπικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_l=1-2e_l/t=1-2 \times 0.06246/0.60=0.79$   
Κατακόρυφο φορτίο αντιστάθμισης από ηνίο  $N_{hd}=\phi_l M_l/N_l=1000 \times 0.79 \times 0.60 \times 4.51/2.20=972.8$  kN/m  
 $N_{sd}=59.0 < 972.8$  m Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

Ελέγχος αντοχής στο ηνίο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο αντιστάθμισης από ηνίο  $N_{hd}=\phi_l M_l/N_l=1000 \times 0.79 \times 0.60 \times 4.51/2.20=972.8$  kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση αντιστάθμισης στο ηνίο  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 78.95/0.60=0.132$  N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου βάσης στο ηνίο  $M_m/N_m=0.20 \times 0.05677 \times 59.0/78.9=0.00848$  m

Εκκεντρότητα στο ηνίο λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{hm}=0.00018$  m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία  $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00848+0.00018+0.00533=0.01399$  m

Η λυγμότητα είναι  $\leq 15$  άρα (Ευρωκ-6.4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο ηνίο (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_m=e_{hm}+e_k=0.01399+0.00000=0.01399$  m

Ελέγχιση εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $e_m=0.05t=0.05 \times 0.60=0.03000$  m

Μετωπικός συντελεστής στο ηνίο (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.030/0.60=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντιστάθμισης στην βάση  $N_l=(1.00 \times 954.0+0.30 \times 159.6)/9.20=108.90$  kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση αντιστάθμισης στην βάση  $\sigma_{sdo}=0.001 \times 108.90/0.60=0.182$  N/mm<sup>2</sup>

Εκκεντρότητα φορτίου στην βάση  $M_l/N_l=0.05677 \times 59.0/108.9=0.03074$  m

Εκκεντρότητα λόγω οριζώντιων φορτίων  $e_{h1}=0.00036$  m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2)  $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$  m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6.4.4.3)  $e_l=M_l/N_l+e_{h1}+e_s=0.03074+0.00036+0.00533=0.03643$  m

Μετωπικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3)  $\phi_l=1-2e_l/t=1-2 \times 0.03643/0.60=0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής από ηνίο  $N_{hd}=\phi_l M_l/N_l=1000 \times 0.88 \times 0.60 \times 4.51/2.20=1083.6$  kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από απορροφήσιμα πεπερασμένα στοιχεία για περικόχες

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεων εκτός των περικόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού ιερωσας από ηνίο  $N_{sd}=1000 \times 0.88 \times 0.60 \times 4.51/2.20=1083.6$  kN/m

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεων εκτός των περικόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού από ηνίο  $N_{sd}=1000 \times 0.60 \times 0.871=522.6$  kN/m

$N_{sd}=522.6 < 1083.6$  m Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση ατοχίας

#### Ελέγχος σε διάτνηση φόρτιση 1.00xg+0.30xg+2.5.3) (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτνησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων  $t_{max}=0.267$  N/mm<sup>2</sup>

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περικόχες

τάσεων εκτός των περικόχων συγκέντρωσης τάσεων στις στήλες δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού ιερωσας από ηνίο  $N_{sd}=1000 \times 0.60 \times 0.267=160.0$  kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή  $f_{tk}=0.70 \times (f_{tk}+0.4 \times \sigma_{sdo})$  (Ευρωκ-6.3.6.3, Ευρωκ-6.3.6.3(8))

$f_{tk}=0.70 \times (0.15+0.4 \times 0.871)=0.349$  N/mm<sup>2</sup>,  $\max f_{tk}=1.000$  N/mm<sup>2</sup>, και  $f_{tk}=0.349$  N/mm<sup>2</sup>

Τιμή σχεδιασμού αντοχής είναι  $V_{rd}=f_{tk} \cdot t \cdot y_m$  (Ευρωκ-6.4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.349 \times 0.60/2.20=95.2$  kN/m

$V_{sd}=160.0 > 95.2$  m Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος ιερωσας σε οριακή κατάσταση ατοχίας

#### Ελέγχος περικόχων με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάτωμα μέγιστοι θλιπτικοί τάσεις. Κάθε στο πάτωμα μέγιστος

του τοίχου υποέρχεται οριακό μέγεθος, ελέγχονται τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περικόχη συγκέντρωμένων φορτίων  $\sigma_{dmax}=0.342$  N/mm<sup>2</sup>

Η μέγιστη αυτή τάση  $0.342$  είναι  $< f_{tk}/y_m=4.51/2.2=2.05$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

#### Ενδιά μεσολάβηση ακυρότητας (Εθν. Κετ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάτωμα μέγιστος του τοίχου και στο ύψος των υπέρβυθων τοίχων παρουσιάζονται μικρές εφεδρικές τάσεις

παράλληλα με το ύψος από εναλόν οριακό μέγεθος ακυρότητας 60x20 [mm]  $\times$   $\times$   $\times$  cm]

με ελέγχιστο οριακό 4φ16 (και συνδέσεις 8/20) που ικανοποιεί τα ελέγχισια όρια του κανονισμού.

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ - ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

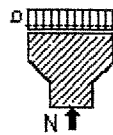
ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

ΛΟΓΟΤΥΠΟ ΚΑΙ ΣΤΙΛΛΟΓΗ ΛΟΓΟΤΥΠΟΥ

Επεξελέσση τολχών

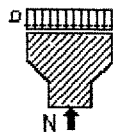
Θαλασσική αντοχή εδάφους  $q_{u0} = 0.20 \text{ [MPa/mm}^2\text{]}$

Επεξελέσση τολχών:



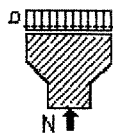
Διάστρέψης μήκος=20.85m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35x 2402.4 + 1.50x 142.4 = 3456.8 \text{ [kN]}$   
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τολχών + ιδ. βάρος πεδύλου  $N_{fd} = 168 \text{ [kN/m]}$   
 Για πλάτος πεδύλου  $t_p = 0.95 \text{ [m]}$   $N_{fd} = 168 \text{ [kN/m]}$   
 $N_{fd} = 168 \text{ kN/m} < 190 \text{ kN/m} = 1000x0.20x0.95 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)

Επεξελέσση τολχών:



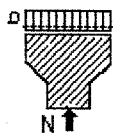
Διάστρέψης μήκος=9.20m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35x 1049.6 + 1.50x 80.5 = 1537.7 \text{ [kN]}$   
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τολχών + ιδ. βάρος πεδύλου  $N_{fd} = 169 \text{ [kN/m]}$   
 Για πλάτος πεδύλου  $t_p = 0.95 \text{ [m]}$   $N_{fd} = 169 \text{ [kN/m]}$   
 $N_{fd} = 169 \text{ kN/m} < 190 \text{ kN/m} = 1000x0.20x0.95 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)

Επεξελέσση τολχών:



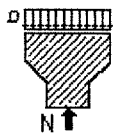
Διάστρέψης μήκος=20.85m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35x 2451.0 + 1.50x 114.1 = 3480.0 \text{ [kN]}$   
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τολχών + ιδ. βάρος πεδύλου  $N_{fd} = 169 \text{ [kN/m]}$   
 Για πλάτος πεδύλου  $t_p = 0.95 \text{ [m]}$   $N_{fd} = 169 \text{ [kN/m]}$   
 $N_{fd} = 169 \text{ kN/m} < 190 \text{ kN/m} = 1000x0.20x0.95 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)

Επεξελέσση τολχών:



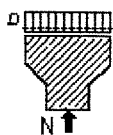
Διάστρέψης μήκος=9.20m, ύψος=3.20m, πάχος=0.75m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35x 1160.9 + 1.50x 67.2 = 1668.0 \text{ [kN]}$   
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τολχών + ιδ. βάρος πεδύλου  $N_{fd} = 183 \text{ [kN/m]}$   
 Για πλάτος πεδύλου  $t_p = 0.95 \text{ [m]}$   $N_{fd} = 183 \text{ [kN/m]}$   
 $N_{fd} = 183 \text{ kN/m} < 190 \text{ kN/m} = 1000x0.20x0.95 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)

Επεξελέσση τολχών:



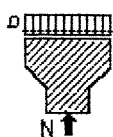
Διάστρέψης μήκος=7.00m, ύψος=3.20m, πάχος=0.40m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35x 348.9 + 1.50x 78.4 = 588.6 \text{ [kN]}$   
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τολχών + ιδ. βάρος πεδύλου  $N_{fd} = 86 \text{ [kN/m]}$   
 Για πλάτος πεδύλου  $t_p = 0.60 \text{ [m]}$   $N_{fd} = 86 \text{ [kN/m]}$   
 $N_{fd} = 86 \text{ kN/m} < 120 \text{ kN/m} = 1000x0.20x0.60 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)

Επεξελέσση τολχών:



Διάστρέψης μήκος=7.00m, ύψος=3.20m, πάχος=0.40m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35x 431.5 + 1.50x 141.5 = 794.8 \text{ [kN]}$   
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τολχών + ιδ. βάρος πεδύλου  $N_{fd} = 116 \text{ [kN/m]}$   
 Για πλάτος πεδύλου  $t_p = 0.60 \text{ [m]}$   $N_{fd} = 116 \text{ [kN/m]}$   
 $N_{fd} = 116 \text{ kN/m} < 120 \text{ kN/m} = 1000x0.20x0.60 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)

Επεξελέσση τολχών:



Διάστρέψης μήκος=9.20m, ύψος=3.20m, πάχος=0.60m  
 Ολικό κατακόρυφο φορτίο  $N_{sd} = 1.35x 954.0 + 1.50x 1527.3 = 1527.3 \text{ [kN]}$   
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τολχών + ιδ. βάρος πεδύλου  $N_{fd} = 168 \text{ [kN/m]}$   
 Για πλάτος πεδύλου  $t_p = 0.84 \text{ [m]}$   $N_{fd} = 168 \text{ [kN/m]}$   
 $N_{fd} = 168 \text{ kN/m} < 168 \text{ kN/m} = 1000x0.20x0.84 = R_{nd}$  (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ5.2.3)

ΝΙΚΟΛΑΟΣ Ν. ΜΑΚΡΗΣ  
 ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ  
 Τ.Η.ΕΡΕΥΡΗΤΙΚΑ ΚΑΤΕΡΓΑΣΙΑ ΕΡΜΑΝΙΑΣ  
 ΜΕΛΟΣ Τ.Ε.Ε. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΜΗΤΡΩΟΥ 30709  
 ΠΑΝΑΘΗΝΑΙΟ ΑΘΛΗΤΙΚΟ ΝΟΖΟΚΟΜΕΙΟ ΤΗΛ. 330.230 - FAX: 330.231  
 ΑΦΜ 053/56422 - Α.Δ.Α.Υ. ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ