



ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΗ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΧΑΝΙΩΝ (ΔΕΥΑΧ)

ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΚΟΥΝΟΥΠΙΔΙΑΝΩΝ

ΜΕΡΟΣ 3: ΠΕΡΙΟΧΗ "ΣΤΕΡΝΕΣ - ΠΑΖΙΝΟΣ" & "ΑΡΓΟΥΛΙΔΕΣ"

ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ Α57

ΑΝΑΔΟΧΟΣ:

ΣΥΜΠΡΑΤΤΟΝΤΑ ΓΡΑΦΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ

1. ΜΕΤΥΚ-Ε.Ε. ΜΕΛΕΤΕΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΥΠΟΔΟΜΩΝ ΚΡΗΤΗΣ
ΙΩΣ. ΒΟΥΓΟΥΚΑΛΑΚΗΣ & ΣΥΝ/ΤΕΣ Ε.Ε.
2. ΚΑΛΟΓΕΡΑΚΗΣ ΔΗΜ.
3. ΚΟΥΚΛΑΚΗΣ ΕΛΕΥΘ. - ΚΑΝΑΤΑΚΗΣ ΗΛΙΑΣ

Ο ΚΟΙΝΟΣ ΕΚΠΡΟΣΩΠΟΣ ΤΗΣ ΣΥΜΠΡΑΞΗΣ:


ΙΩΣΗΦ ΒΟΥΓΟΥΚΑΛΑΚΗΣ

ΧΑΝΙΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2014

Ο ΣΥΝΤΑΞΑΣ



ΜΙΧΑΗΛ ΠΡΩΙΜΑΚΗΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ

ΧΑΝΙΑ, 27 ΟΚΤ. 2014



ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΓΚΑΖΗΣ,
ΠΟΛ. ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Τ.Ε.

ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ

ΧΑΝΙΑ, 27 ΟΚΤ. 2014


ΕΙΡΗΝΗ ΑΓΟΡΑΣΤΑΚΗ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

Κ. ΣΤΕΡΓΙΑΝΝΗΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ Α57

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ

1. Κανονισμοί

- 1.1. Ευρωκώδικας 1 Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές
- 1.2. Ευρωκώδικας 2 Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα
- 1.3. Ευρωκώδικας 7 Γεωτεχνικός Σχεδιασμός
- 1.4. Ευρωκώδικας 8 Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών

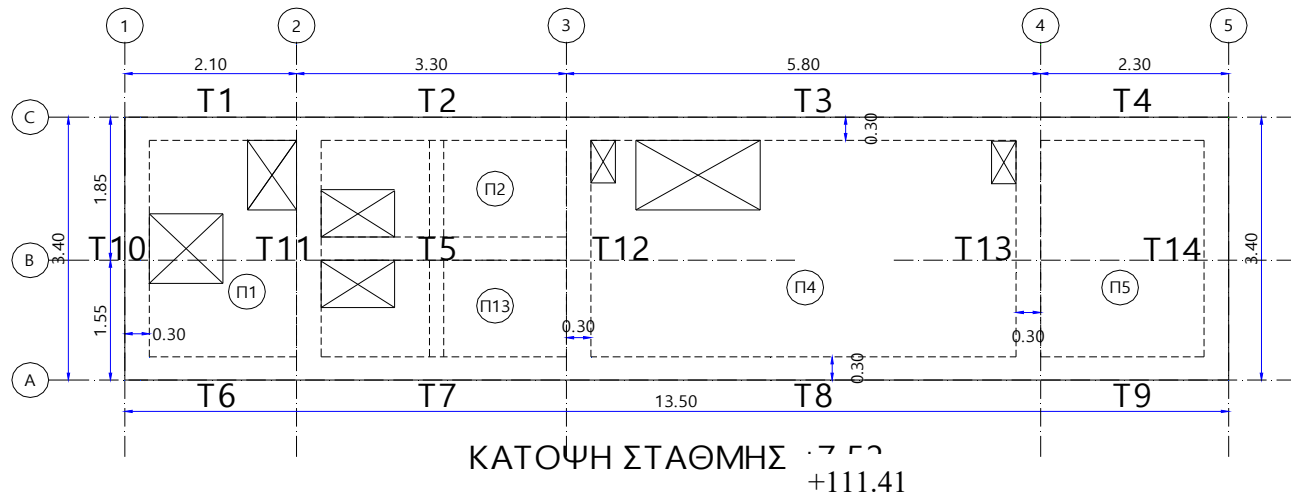
2. Υλικά

- 2.1. Σκυρόδεμα Κατηγορίας C20/25
- 2.2. Δομικός Χάλυβας Κατηγορίας B500C

3. Έδαφος

- 3.1. Κατηγορία Β για τον Αντισεισμικό Υπολογισμό
- 3.2. Επιτρεπόμενη Τάση Εδάφους = 0.25 MPa (Κατ' εκτίμηση)

4. Γεωμετρία Φορέα



5. Υπολογισμός Πλακών

Φόρτιση

α. Χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης φόρτισης

Ίδιο βάρος πλάκας $0.250 \cdot 25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$

Ίδιο βάρος επικάλυψης (υλικό 3Α)..... $0.25 \cdot 18 = 4.50 \text{ kN/m}^2$

Σύνολο..... $g_k = 10.75 \text{ kN/m}^2$

β. Χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής φόρτισης

Μεταβλητή φόρτιση θεωρείται συγκέντρωση ανθρώπων καί εναπόθεση μηχανημάτων

(αντλίες-κινητήρες) κατανομημένο φορτίο $s_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$.

Σύνολο..... $s_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$

6. Υπολογισμός Φορέα με χρήση λογισμικού.

1. Πλάκες&Σκάλες

1.1 Υπόγειο 1

Υλικά :	C20/25-B500C, Οπλισμός συστροφής: Όχι, $S_{max} = \min(250\text{mm}, 2.00h)$ $b_{υπ} = 200\text{mm}$, $\delta\epsilon_{\min} = 1.50\text{‰}$, $d_1 = 35\text{mm}$, $d_2 = 35\text{mm}$,
----------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Ανοίγματα Πλακών

Π_1 , $h = 250\text{mm}$ (Τετραέρειστη)			$L_x = 1600\text{mm}$, $L_y = 3100\text{mm}$, $g_o = 6.25\text{kN/m}^2$, $g_e = 4.50\text{kN/m}^2$, $g_{οπτ} = 0.00\text{kN/m}^2$, $q = 5.00\text{kN/m}^2$							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A_{s,req} mm ²	S_{max} mm	Ράβδοι		A_{s,eff} mm ²	δεξ ‰	M_d kNm
x :	1000	215	κύριος	322	200	7Ø 8(Ø 8/150)		335	1.56	3.26
y :	1000	205	κύριος	307	200	6Ø 8(Ø 8/160)		314	1.53	0.95
	M_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm	V_{dI} kN	V_{dR} kN	V_{Ed} kN	V_{Rd,c} kN	V_{gl} kN	V_{gr} kN	V_{qI} kN	V_{qr} kN
x :	4.3	32.7	13.2	22.4	22.4	92.7	5.1	8.9	2.4	4.1
y :	1.3	29.2	10.0	10.0	10.0	92.7	3.2	3.2	1.5	1.5

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	ρ_o(‰)	ρ (‰)	l/d		lim(l/d)
x	1.600	0.215	1.300	4.472	0.191	7.44	≤	17975.17

Π_2 , $h = 250\text{mm}$ (Τετραέρειστη)			$L_x = 2922\text{mm}$, $L_y = 1562\text{mm}$, $g_o = 6.25\text{kN/m}^2$, $g_e = 4.50\text{kN/m}^2$, $g_{οπτ} = 0.00\text{kN/m}^2$, $q = 5.00\text{kN/m}^2$							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A_{s,req} mm ²	S_{max} mm	Ράβδοι		A_{s,eff} mm ²	δεξ ‰	M_d kNm
x :	1000	205	κύριος	307	200	6Ø 8(Ø 8/160)		314	1.53	0.91
y :	1000	215	κύριος	322	200	7Ø 8(Ø 8/150)		335	1.56	2.89
	M_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm	V_{dI} kN	V_{dR} kN	V_{Ed} kN	V_{Rd,c} kN	V_{gl} kN	V_{gr} kN	V_{qI} kN	V_{qr} kN
x :	1.2	29.2	9.8	18.8	18.8	92.7	3.1	5.3	1.4	2.5
y :	3.8	32.7	21.5	12.5	21.5	92.7	7.8	4.5	3.6	2.1

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	ρ_o(‰)	ρ (‰)	l/d		lim(l/d)
y	1.562	0.215	1.300	4.472	0.169	7.27	≤	24373.82

Π_3 , $h = 250\text{mm}$ (Τετραέρειστη)			$L_x = 2788\text{mm}$, $L_y = 1538\text{mm}$, $g_o = 6.25\text{kN/m}^2$, $g_e = 4.50\text{kN/m}^2$, $g_{οπτ} = 0.00\text{kN/m}^2$, $q = 5.00\text{kN/m}^2$							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A_{s,req} mm ²	S_{max} mm	Ράβδοι		A_{s,eff} mm ²	δεξ ‰	M_d kNm
x :	1000	205	κύριος	307	200	6Ø 8(Ø 8/160)		314	1.53	0.66
y :	1000	215	κύριος	322	200	7Ø 8(Ø 8/150)		335	1.56	2.56
	M_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm	V_{dI} kN	V_{dR} kN	V_{Ed} kN	V_{Rd,c} kN	V_{gl} kN	V_{gr} kN	V_{qI} kN	V_{qr} kN
x :	0.9	29.2	18.3	18.3	18.3	92.7	5.3	5.3	2.4	2.4
y :	3.4	32.7	12.0	20.6	20.6	92.7	3.9	6.8	1.8	3.2

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
y	1.538	0.215	1.300	4.472	0.150	7.15	≤	32958.45

Π ₄ , h = 250mm (Τετραέρειστη)			L _x = 4780mm, L _y = 3100mm, g _o = 6.25kN/m ² , g _e = 4.50kN/m ² , g _{οπτ} = 0.00kN/m ² , q = 5.00kN/m ²							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A _{s,req} mm ²	S _{max} mm	Ράβδοι		A _{s,eff} mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :	1000	205	κύριος	307	200	6∅ 8(∅ 8/160)		314	1.53	6.50
y :	1000	215	κύριος	322	200	7∅ 8(∅ 8/150)		335	1.56	11.00
	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	V _{dl} kN	V _{dr} kN	V _{Ed} kN	V _{Rd,c} kN	V _{gl} kN	V _{gr} kN	V _{ql} kN	V _{qr} kN
x :	8.6	29.2	46.1	46.1	46.1	92.7	14.3	14.3	6.6	6.6
y :	14.6	32.7	25.2	25.2	25.2	92.7	7.4	7.4	3.5	3.5

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
y	3.100	0.215	1.000	4.472	0.650	14.42	≤	625.57

Π ₅ , h = 250mm (Τετραέρειστη)			L _x = 2334mm, L _y = 3100mm, g _o = 6.25kN/m ² , g _e = 4.50kN/m ² , g _{οπτ} = 0.00kN/m ² , q = 5.00kN/m ²							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A _{s,req} mm ²	S _{max} mm	Ράβδοι		A _{s,eff} mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :	1000	215	κύριος	322	200	7∅ 8(∅ 8/150)		335	1.56	5.42
y :	1000	205	κύριος	307	200	6∅ 8(∅ 8/160)		314	1.53	2.26
	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	V _{dl} kN	V _{dr} kN	V _{Ed} kN	V _{Rd,c} kN	V _{gl} kN	V _{gr} kN	V _{ql} kN	V _{qr} kN
x :	6.5	32.7	31.9	18.1	31.9	92.7	11.5	6.6	5.4	3.1
y :	2.7	29.2	14.6	14.6	14.6	92.7	4.6	4.6	2.1	2.1

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
x	2.334	0.215	1.300	4.472	0.287	10.86	≤	6417.39

1.2 Υπόγειο 2

Υλικά :	C20/25-B500C, Οπλισμός συστροφής: Όχι, S _{max} = min(250mm, 2.00h) b _{οπ} = 200mm, δεξ _{min} = 1.50‰, d ₁ = 35mm, d ₂ = 35mm,
----------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Ανοίγματα Πλακών

Π ₁ , h = 150mm (Τετραέρειστη)			L _x = 2100mm, L _y = 3100mm, g _o = 3.75kN/m ² , g _e = 4.50kN/m ² , g _{οπτ} = 0.00kN/m ² , q = 2.00kN/m ²							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A _{s,req} mm ²	S _{max} mm	Ράβδοι		A _{s,eff} mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :	1000	115	κύριος	172	172	5∅ 8(∅ 8/200)		251	2.19	4.46
y :	1000	105	κύριος	157	172	5∅ 8(∅ 8/200)		251	2.39	1.83
	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	V _{dl} kN	V _{dr} kN	V _{Ed} kN	V _{Rd,c} kN	V _{gl} kN	V _{gr} kN	V _{ql} kN	V _{qr} kN

x :	5.3	12.7	12.6	12.6	12.6	50.9	5.7	5.7	1.4	1.4
y :	2.2	11.4	10.8	10.8	10.8	50.9	4.3	4.3	1.1	1.1

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
x	2.100	0.115	1.000	4.472	0.834	18.26	≤	465.17

1.3 Υπόγειο 3

Υλικά :	C20/25-B500C, Οπλισμός συστροφής: Όχι, $S_{max} = \min(250\text{mm}, 2.00h)$ $b_{υπ} = 200\text{mm}$, $\delta\epsilon_{\min} = 1.50\%$, $d_1 = 35\text{mm}$, $d_2 = 35\text{mm}$,
----------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Ανοίγματα Πλακών

Π ₁ , h = 220mm (Τριέρειστη)			$L_x = 1947\text{mm}$, $L_y = 1159\text{mm}$, $g_o = 5.50\text{kN/m}^2$, $g_e = 1.00\text{kN/m}^2$, $g_{οπτ} = 0.00\text{kN/m}^2$, $q = 2.00\text{kN/m}^2$							
	b mm	d mm	Οπλισμός	$A_{s,req}$ mm ²	S_{max} mm	Ράβδοι		$A_{s,eff}$ mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :	1000	175	κύριος	262	200	5Ø 8(Ø 8/190)		265	1.51	0.29
y :	1000	185	κύριος	277	200	6Ø 8(Ø 8/180)		279	1.51	1.09
	M_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm	V_{dl} kN	V_{dr} kN	V_{Ed} kN	$V_{Rd,c}$ kN	V_{gl} kN	V_{gr} kN	V_{ql} kN	V_{qr} kN
x :	0.4	21.1	4.3	0.0	4.3	81.9	1.4	0.0	0.4	0.0
y :	1.4	23.5	9.6	5.6	9.6	81.9	4.3	2.5	1.3	0.8

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
y	1.159	0.185	1.300	4.472	0.086	6.26	≤	128915.76

Π ₂ , h = 220mm (Τριέρειστη)			$L_x = 653\text{mm}$, $L_y = 1159\text{mm}$, $g_o = 5.50\text{kN/m}^2$, $g_e = 1.00\text{kN/m}^2$, $g_{οπτ} = 0.00\text{kN/m}^2$, $q = 2.00\text{kN/m}^2$							
	b mm	d mm	Οπλισμός	$A_{s,req}$ mm ²	S_{max} mm	Ράβδοι		$A_{s,eff}$ mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :	1000	175	κύριος	262	200	5Ø 8(Ø 8/190)		265	1.51	0.12
y :	653	185	κύριος	277	200	6Ø 8(Ø 8/180)		279	1.51	0.48
	M_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm	V_{dl} kN	V_{dr} kN	V_{Ed} kN	$V_{Rd,c}$ kN	V_{gl} kN	V_{gr} kN	V_{ql} kN	V_{qr} kN
x :	0.1	21.1	0.0	6.6	6.6	81.9	0.0	2.4	0.0	0.7
y :	0.6	23.5	4.1	2.2	4.1	81.9	2.1	1.2	0.7	0.4

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
x	0.653	0.175	0.400	4.472	0.373	3.73	≤	495.19

Π ₃ , h = 220mm (Τριέρειστη)			$L_x = 1943\text{mm}$, $L_y = 1266\text{mm}$, $g_o = 5.50\text{kN/m}^2$, $g_e = 1.00\text{kN/m}^2$, $g_{οπτ} = 0.00\text{kN/m}^2$, $q = 2.00\text{kN/m}^2$							
	b mm	d mm	Οπλισμός	$A_{s,req}$ mm ²	S_{max} mm	Ράβδοι		$A_{s,eff}$ mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :	1000	175	κύριος	262	200	5Ø 8(Ø 8/190)		265	1.51	0.30
y :	1000	185	κύριος	277	200	6Ø 8(Ø 8/180)		279	1.51	1.32

	M_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm	V_{dl} kN	V_{dr} kN	V_{Ed} kN	$V_{Rd,c}$ kN	V_{gl} kN	V_{gr} kN	V_{ql} kN	V_{qr} kN
x :	0.4	21.1	4.3	0.0	4.3	81.9	1.5	0.0	0.5	0.0
y :	1.7	23.5	5.6	9.6	9.6	81.9	2.7	4.6	0.8	1.4

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
y	1.266	0.185	1.300	4.472	0.104	6.85	≤	79714.19

Π ₄ , h = 220mm (Τριέριεστη)			L _x = 789mm, L _y = 1266mm, g _o = 5.50kN/m ² , g _e = 1.00kN/m ² , g _{οπτ} = 0.00kN/m ² , q = 2.00kN/m ²							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A _{s,req} mm ²	S _{max} mm	Ράβδοι		A _{s,eff} mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :	1000	175	κύριος	262	200	5Ø 8(Ø 8/190)		265	1.51	0.18
y :	789	185	κύριος	277	200	6Ø 8(Ø 8/180)		279	1.51	0.72
	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	V _{dl} kN	V _{dr} kN	V _{Ed} kN	V _{Rd,c} kN	V _{gl} kN	V _{gr} kN	V _{ql} kN	V _{qr} kN
x :	0.2	21.1	0.0	7.5	7.5	81.9	0.0	2.6	0.0	0.8
y :	0.9	23.5	2.8	5.1	5.1	81.9	1.5	2.6	0.5	0.8

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
y	1.266	0.185	1.300	4.472	0.051	6.85	≤	466921.02

Π ₅ , h = 220mm (Πρόβολος)			L _x = 644mm, L _y = 1050mm, g _o = 5.50kN/m ² , g _e = 1.00kN/m ² , g _{οπτ} = 0.00kN/m ² , q = 5.00kN/m ²							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A _{s,req} mm ²	S _{max} mm	Ράβδοι		A _{s,eff} mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :						-				
y :			δευτερεύων	262	250	5Ø 8(Ø 8/190)		265		
	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	V _{dl} kN	V _{dr} kN	V _{Ed} kN	V _{Rd,c} kN	V _{gl} kN	V _{gr} kN	V _{ql} kN	V _{qr} kN
x :	0.0	0.0	10.5	0.0	10.5	81.9	4.2	0.0	3.2	0.0
y :										

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	l/d		lim(l/d)
x	0.644	0.185	0.400	4.472	0.143	3.48	≤	5198.55

Π ₆ , h = 220mm (Πρόβολος)			L _x = 850mm, L _y = 1003mm, g _o = 5.50kN/m ² , g _e = 4.50kN/m ² , g _{οπτ} = 0.00kN/m ² , q = 5.00kN/m ²							
	b mm	d mm	Οπλισμός	A _{s,req} mm ²	S _{max} mm	Ράβδοι		A _{s,eff} mm ²	δεξ ‰	Md kNm
x :						-				
y :			δευτερεύων	262	250	5Ø 8(Ø 8/190)		265		
	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	V _{dl} kN	V _{dr} kN	V _{Ed} kN	V _{Rd,c} kN	V _{gl} kN	V _{gr} kN	V _{ql} kN	V _{qr} kN
x :	0.0	0.0	17.9	0.0	17.9	81.9	8.5	0.0	4.3	0.0
y :										

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\text{‰})$	$\rho(\text{‰})$	l/d		lim(l/d)
x	0.850	0.185	0.400	4.472	0.353	4.59	≤	538.91

Στηρίξεις πλακών

Συνέχεια	Πρόσθετα στηρίξεων	d mm	$A_{s,exis}$ mm ²	$A_{s,req}$ mm ²	Πρόσθετα	$A_{s,eff}$ mm ²	M_d kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} kNm
Π 1	δ3	185	140	25	Αρκούν	279	2.2	2.2	23.5
Π 3		185	140	25		279	2.2	2.2	23.5
Π 2	δ3	185	140	19	Αρκούν	279	1.7	1.7	33.8
Π 4		185	140	19		279	1.7	1.7	33.8
Π 2	δ1	185	132	65	Αρκούν	132	7.6	5.9	11.9
Π 6		185	0	65		132	7.6	5.9	11.9
Π 2	δ1	185	132	26	Αρκούν	132	3.4	2.4	11.9
Π 5		185	0	26		132	3.4	2.4	11.9
Π 4	δ1	185	132	65	Αρκούν	132	7.6	5.9	22.4
Π 6		185	0	65		132	7.6	5.9	22.4

Σκάλα 1, h = 150mm	C20/25-B500C
--------------------	--------------

Περιοχή Όπλισης 1	Όπλισμός	$A_{s,cal}$ [cm ²]	$A_{s,req}$ [cm ²]	Ράβδοι	$A_{s,eff}$ [cm ²]
	κύριος	0.00	1.50	κάτω : Ø8/20.0 πάνω : Ø8/20.0	2.51
	δευτερεύων	0.00	2.00	κάτω : Ø8/25.0 πάνω : Ø8/25.0	2.01
Περιοχή Όπλισης 2	Όπλισμός	$A_{s,cal}$ [cm ²]	$A_{s,req}$ [cm ²]	Ράβδοι	$A_{s,eff}$ [cm ²]
	κύριος	0.00	1.50	κάτω : Ø8/20.0 πάνω : Ø8/20.0	2.51
	δευτερεύων	0.00	2.00	κάτω : Ø8/25.0 πάνω : Ø8/25.0	2.01
Περιοχή Όπλισης 3	Όπλισμός	$A_{s,cal}$ [cm ²]	$A_{s,req}$ [cm ²]	Ράβδοι	$A_{s,eff}$ [cm ²]
	κύριος	0.00	1.50	κάτω : Ø8/20.0 πάνω : Ø8/20.0	2.51
	δευτερεύων	0.00	2.00	κάτω : Ø8/25.0 πάνω : Ø8/25.0	2.01

Γιά την αντιμετώπιση της συγκέντρωσης τάσεων στις οπές ακολουθείται η οδηγία του αμερικάνικου κανονισμού ACI 318 §13.4.2 που είναι τοποθέτηση πρόσθετου οπλισμού στις παρειές της οπής ίσου προς τον διακοπτόμενο οπλισμό. Ο οπλισμός αυτός επεκτείνεται πέραν της οπής κατά το βασικό μήκος αγκύρωσης που είναι για περιοχή συνάφειας II και ποιότητα σκυροδέματος C20/25 ίση με 67.5φ .

Άρα αγκύρωση γιά ράβδους Ø10 : $l_b = 67.5 \cdot 0.010 = 0.675 \text{ m}$

Κατά την διεύθυνση x-x όπου τοποθετούνται ράβδοι Ø10 , οι πρόσθετες ράβδοι λόγω διάταξης περατούνται στις στηρίξεις.

7. Υπολογισμός Φορτίων Τοιχείων

Ίδιον Βάρος Τοιχείων

Ίδιο βάρος : $0.30 \times 1.00 \times 5.25 \times 25.00 = 39.38 \text{ kN/m}$

Αντιδράσεις των Πλακών επί των Τοιχείων

Πλάκα Π1 (Στάθμη +7.52m)

1.2.1. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας x-x, $L_x=2.100 \text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_gA=10.75 \times 2.100/2.42= 9.35$ $V_gB=10.75 \times 2.100/1.58=14.29 \text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_qA= 5.00 \times 2.100/2.42= 4.35$ $V_qB= 5.00 \times 2.100/1.58= 6.65 \text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A=9.35+4.35=13.70 \text{ kN/m}$, $V_B=14.29+6.65=20.94 \text{ kN/m}$

1.2.2. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας y-y, $L_y=3.100 \text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_gA=10.75 \times 2.100/2.48= 9.10$ $V_gB=10.75 \times 2.100/2.48= 9.10 \text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_qA= 5.00 \times 2.100/2.48= 4.23$ $V_qB= 5.00 \times 2.100/2.48= 4.23 \text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A=9.10+4.23=13.33 \text{ kN/m}$, $V_B=9.10+4.23=13.33 \text{ kN/m}$

Πλάκα Π2-Π3 (Στάθμη +7.52m)

1.2.1. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας x-x, $L_x=3.000 \text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_gA=10.75 \times 1.550/1.82= 9.14$ $V_gB=10.75 \times 1.550/1.82= 9.14 \text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_qA= 5.00 \times 1.550/1.82= 4.25$ $V_qB= 5.00 \times 1.550/1.82= 4.25 \text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A=9.14+4.25=13.39 \text{ kN/m}$, $V_B=9.14+4.25=13.39 \text{ kN/m}$

1.2.2. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας y-y, $L_y=1.550 \text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_gA=10.75 \times 1.550/1.62=10.27$ $V_gB=10.75 \times 1.550/2.47= 6.75 \text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_qA= 5.00 \times 1.550/1.62= 4.78$ $V_qB= 5.00 \times 1.550/2.47= 3.14 \text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A=10.27+4.78=15.05 \text{ kN/m}$, $V_B=6.75+3.14=9.89 \text{ kN/m}$

Πλάκα Π4 (Στάθμη +7.52m)

1.2.1. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας x-x, $L_x=5.300 \text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_gA=10.75 \times 3.100/1.43=23.34$ $V_gB=10.75 \times 3.100/1.43=23.34 \text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_qA= 5.00 \times 3.100/1.43=10.85$ $V_qB= 5.00 \times 3.100/1.43=10.85 \text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A=23.34+10.85=34.19 \text{ kN/m}$, $V_B=23.34+10.85=34.19 \text{ kN/m}$

1.2.2. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας y-y, $L_y=3.100 \text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_gA=10.75 \times 3.100/2.07=16.13$ $V_gB=10.75 \times 3.100/2.07=16.13 \text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_qA= 5.00 \times 3.100/2.07= 7.50$ $V_qB= 5.00 \times 3.100/2.07= 7.50 \text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A=16.13+7.50=23.63 \text{ kN/m}$, $V_B=16.13+7.50=23.63 \text{ kN/m}$

Πλάκα Π5 (Στάθμη +7.52m)

1.2.1. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας x-x, $L_x=2.300 \text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_gA=10.75 \times 2.300/2.49= 9.93$ $V_gB=10.75 \times 2.300/1.67=14.80 \text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_qA= 5.00 \times 2.300/2.49= 4.62$ $V_qB= 5.00 \times 2.300/1.67= 6.88 \text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A=9.93+4.62=14.55 \text{ kN/m}$, $V_B=14.80+6.88=21.68 \text{ kN/m}$

1.2.2. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας γ-γ, $L_y=3.100\text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_{gA}=10.75 \times 2.300 / 2.52 = 9.81$ $V_{gB}=10.75 \times 2.300 / 1.84 = 13.43\text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_{qA}= 5.00 \times 2.300 / 2.52 = 4.56$ $V_{qB}= 5.00 \times 2.300 / 1.84 = 6.25\text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A = 9.81 + 4.56 = 14.37\text{ kN/m}$, $V_B = 13.43 + 6.25 = 19.68\text{ kN/m}$

Πλάκα Π6 (Στάθμη +4.47m)

1.2.1. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας x-x, $L_x=5.500\text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_{gA}= 6.30 \times 3.100 / 1.84 = 10.64$ $V_{gB}= 6.30 \times 3.100 / 1.84 = 10.64\text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_{qA}= 2.00 \times 3.100 / 1.84 = 3.38$ $V_{qB}= 2.00 \times 3.100 / 1.84 = 3.38\text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A = 10.64 + 3.38 = 14.02\text{ kN/m}$, $V_B = 10.64 + 3.38 = 14.02\text{ kN/m}$

1.2.2. Διεύθυνση επίλυσης πλάκας γ-γ, $L_y=3.100\text{ m}$

Αντιδράσεις μόνιμα, $V_{gA}= 6.30 \times 3.100 / 1.92 = 10.17$ $V_{gB}= 6.30 \times 3.100 / 1.92 = 10.17\text{ kN/m}$

Αντιδράσεις κινητά, $V_{qA}= 2.00 \times 3.100 / 1.92 = 3.23$ $V_{qB}= 2.00 \times 3.100 / 1.92 = 3.23\text{ kN/m}$

Σύνολον : $V_A = 10.17 + 3.23 = 13.40\text{ kN/m}$, $V_B = 10.17 + 3.23 = 13.40\text{ kN/m}$

Φόρτιση Τοιχείων

Τοιχείο T1 : $Q_v = 39.38 + 13.33 = 52.71\text{ kN/m}$

Τοιχείο T2 : $Q_v = 39.38 + 9.89 = 49.27\text{ kN/m}$

Τοιχείο T3 : $Q_v = 39.38 + 23.63 + 13.40 = 76.41\text{ kN/m}$

Τοιχείο T4 : $Q_v = 39.38 + 19.68 = 59.06\text{ kN/m}$

Τοιχείο T5 : $Q_v = 39.38 + 2 \times 15.05 = 69.48\text{ kN/m}$

Τοιχείο T6 : $Q_v = 39.38 + 13.33 = 52.71\text{ kN/m}$

Τοιχείο T7 : $Q_v = 39.38 + 9.89 = 49.27\text{ kN/m}$

Τοιχείο T8 : $Q_v = 39.38 + 23.63 + 13.40 = 76.41\text{ kN/m}$

Τοιχείο T9 : $Q_v = 39.38 + 19.68 = 59.06\text{ kN/m}$

Τοιχείο T10 : $Q_v = 39.38 + 13.70 = 53.08\text{ kN/m}$

Τοιχείο T11 : $Q_v = 39.38 + 20.94 + 13.39 = 73.71\text{ kN/m}$

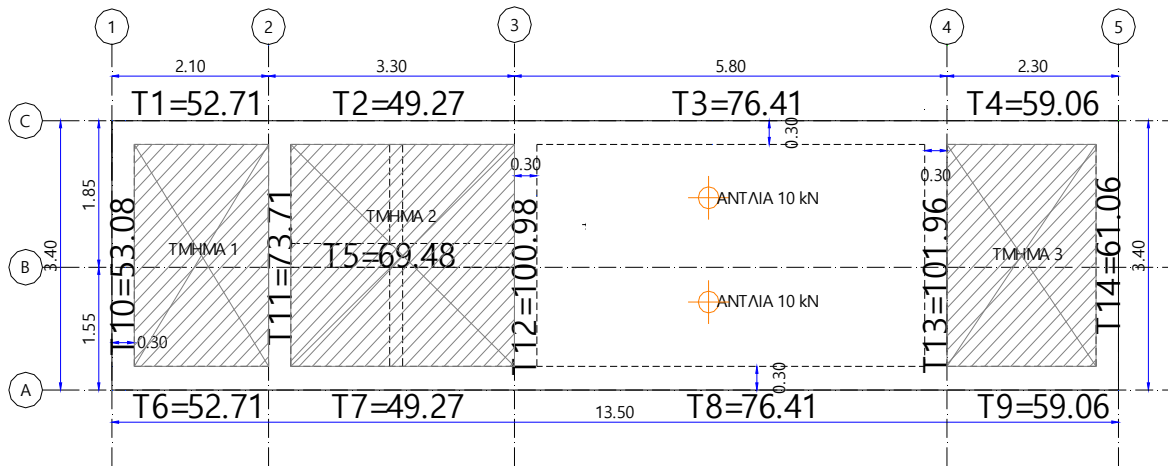
Τοιχείο T12 : $Q_v = 39.38 + 13.39 + 34.19 + 14.02 = 100.98\text{ kN/m}$

Τοιχείο T13 : $Q_v = 39.38 + 34.19 + 14.02 + 14.37 = 101.96\text{ kN/m}$

Τοιχείο T14 : $Q_v = 39.38 + 21.68 = 61.06\text{ kN/m}$

7. Υπολογισμός Θεμελίωσης

Το στατικό προσομοίωμα της πλάκας θεμελίωσης είναι:



Πλάκα θεμελίωσης

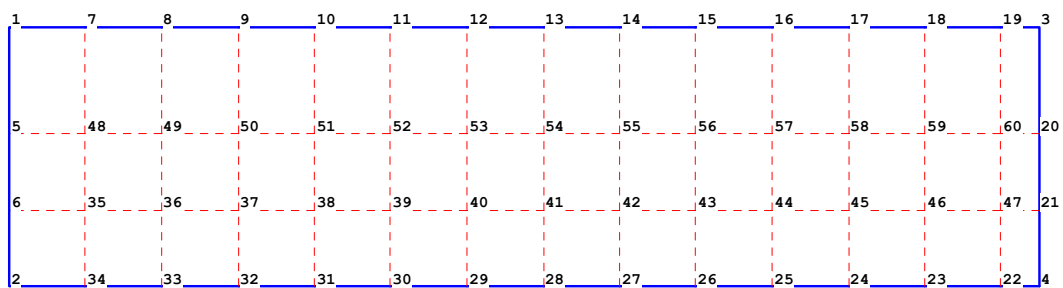
Τμήμα 1 : Κατανομημένο Φορτίο Βάρους Υλικού 3Α: $2.86 \cdot 18.00 = 51.48 \text{ kN/m}^2$

Τμήμα 2 : Κατανομημένο Φορτίο Λυμάτων: $3.66 \cdot 11.00 = 40.26 \text{ kN/m}^2$

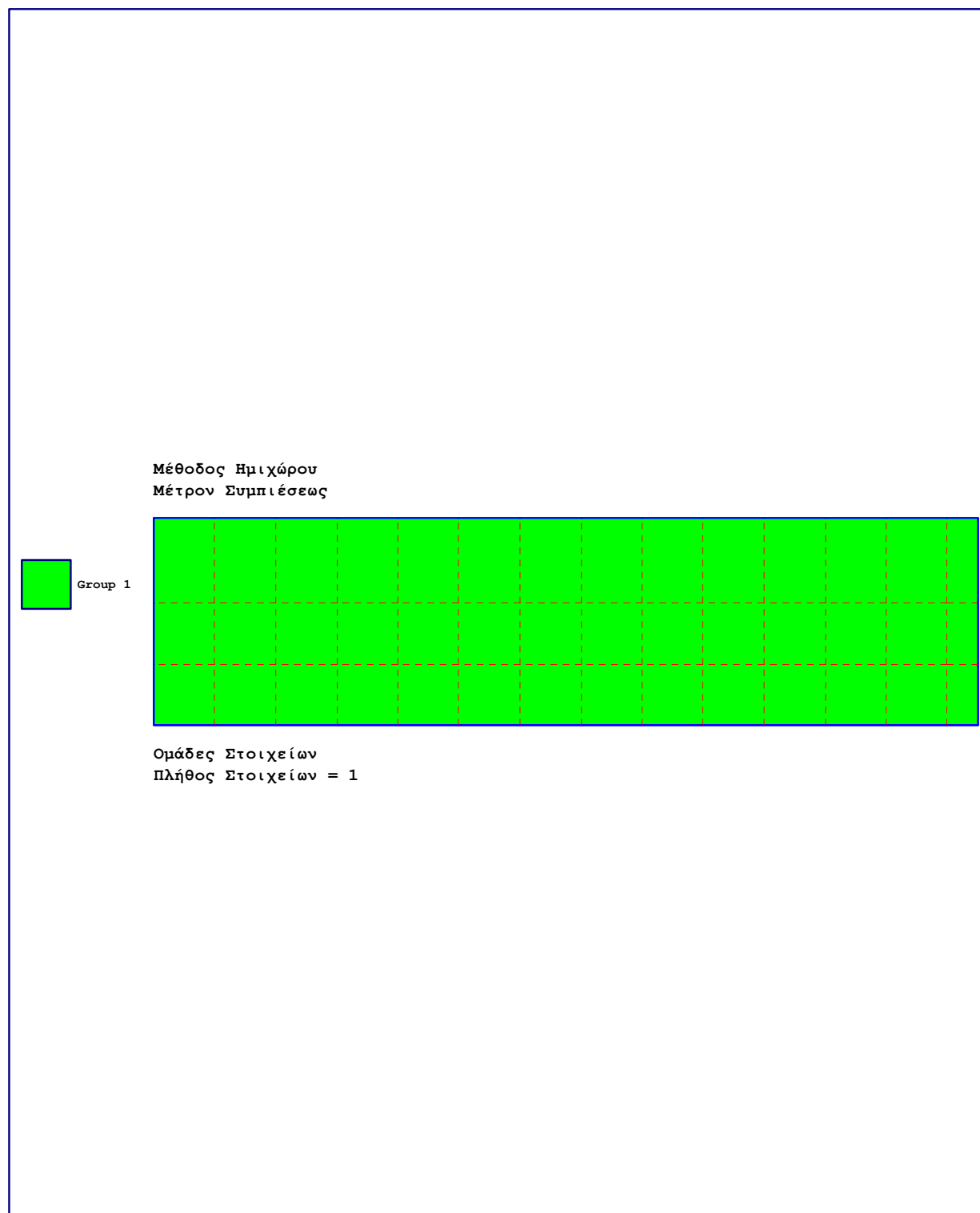
Τμήμα 3 : Κατανομημένο Φορτίο Ύδατος: $5.25 \cdot 10.00 = 52.50 \text{ kN/m}^2$

Η επίλυση γίνεται με την χρήση πεπερασμένων στοιχείων καί λογισμικού.

Μέθοδος Ημιχώρου
Μέτρον Συμπιέσεως



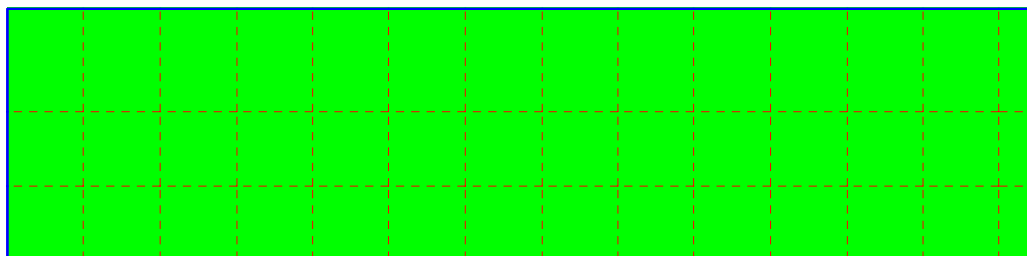
Αρίθμησης Δικτύου
Πλήθος Κόμβων = 60



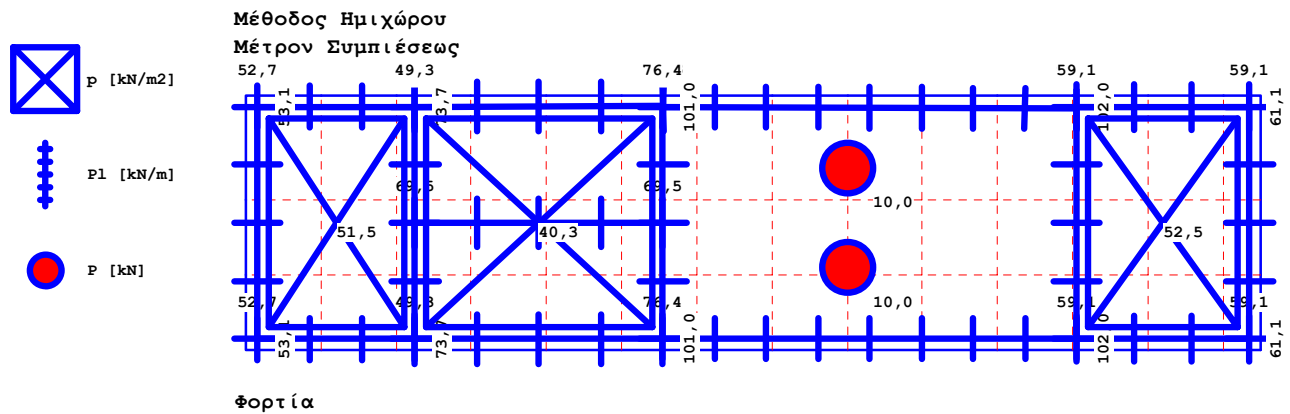
Μέθοδος Ημιχώρου
Μέτρον Συμπιέσεως

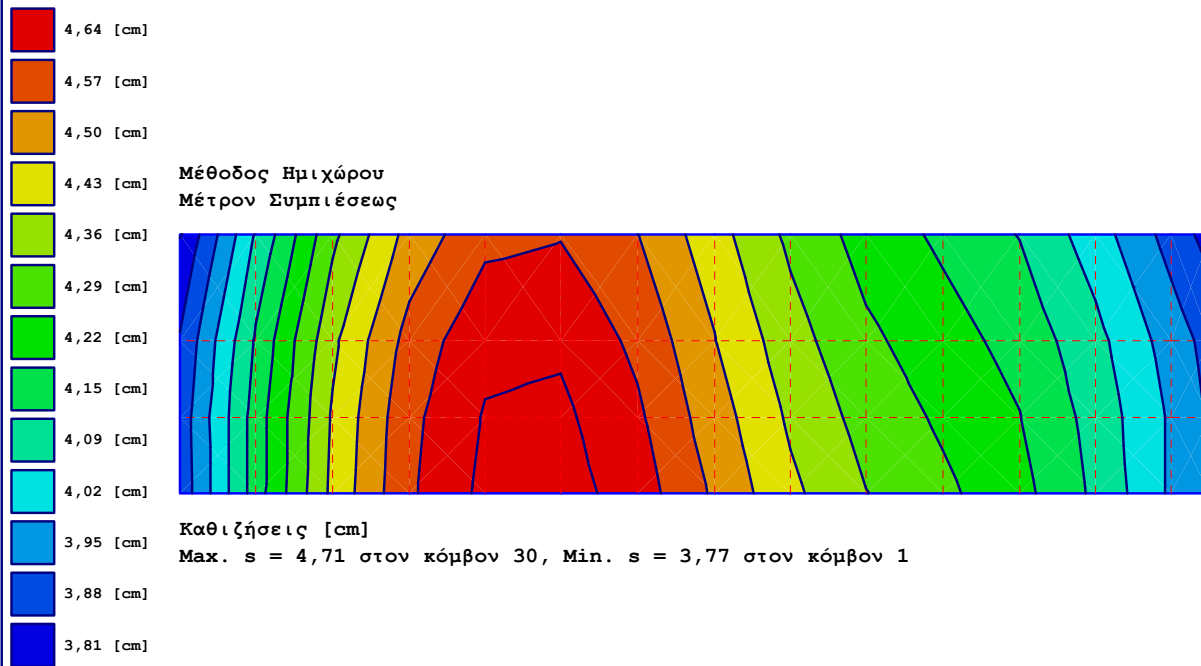


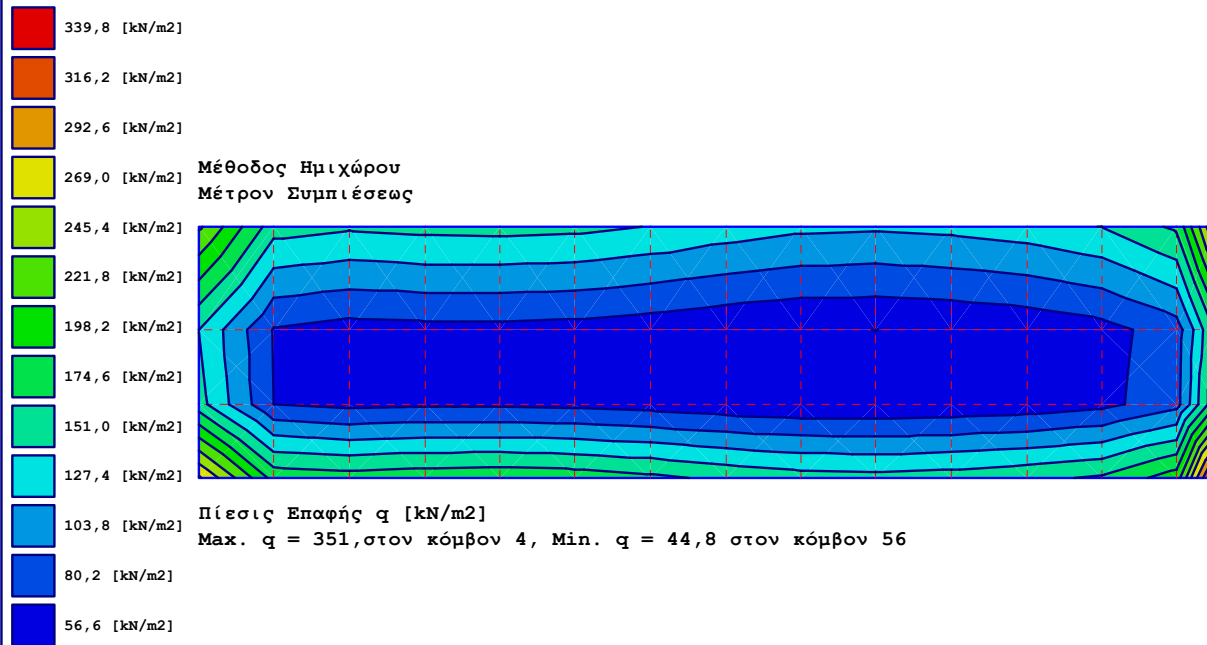
0,35

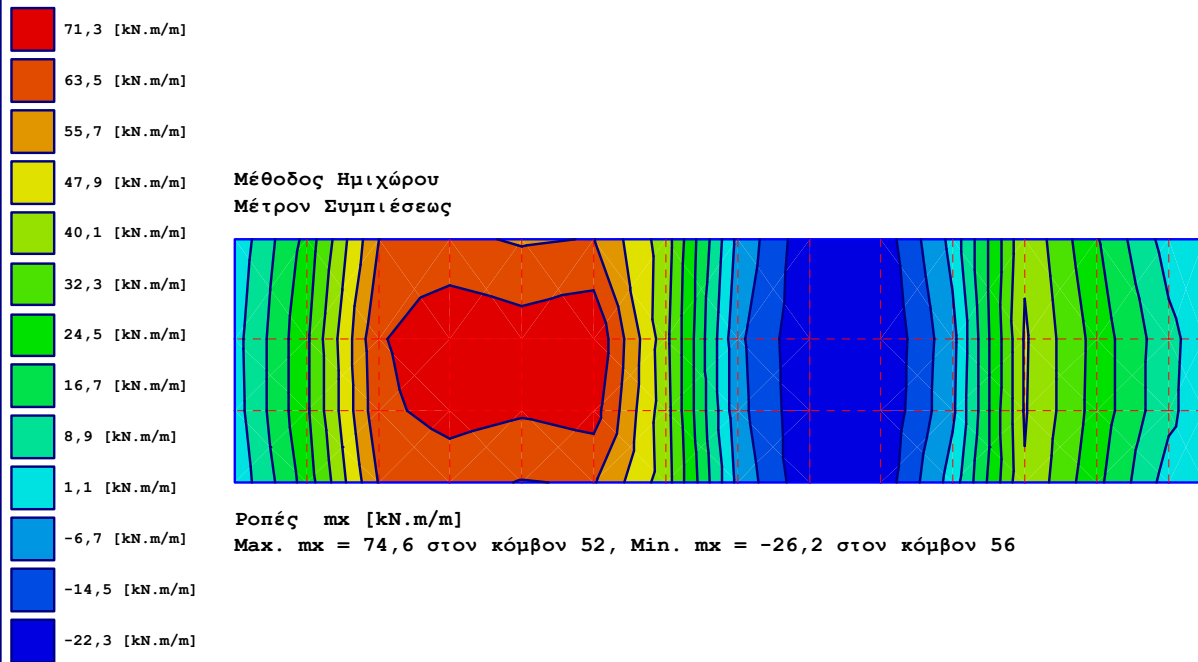


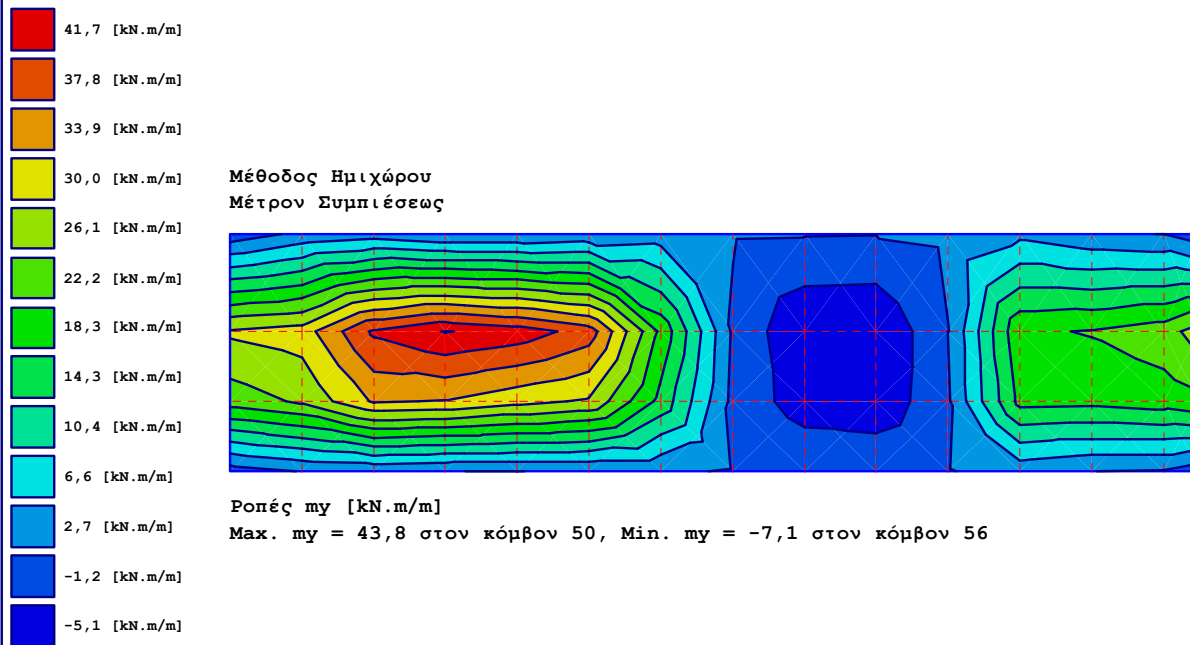
Πάχος Πλάκας [m]
Πλήθος Στοιχείων = 1

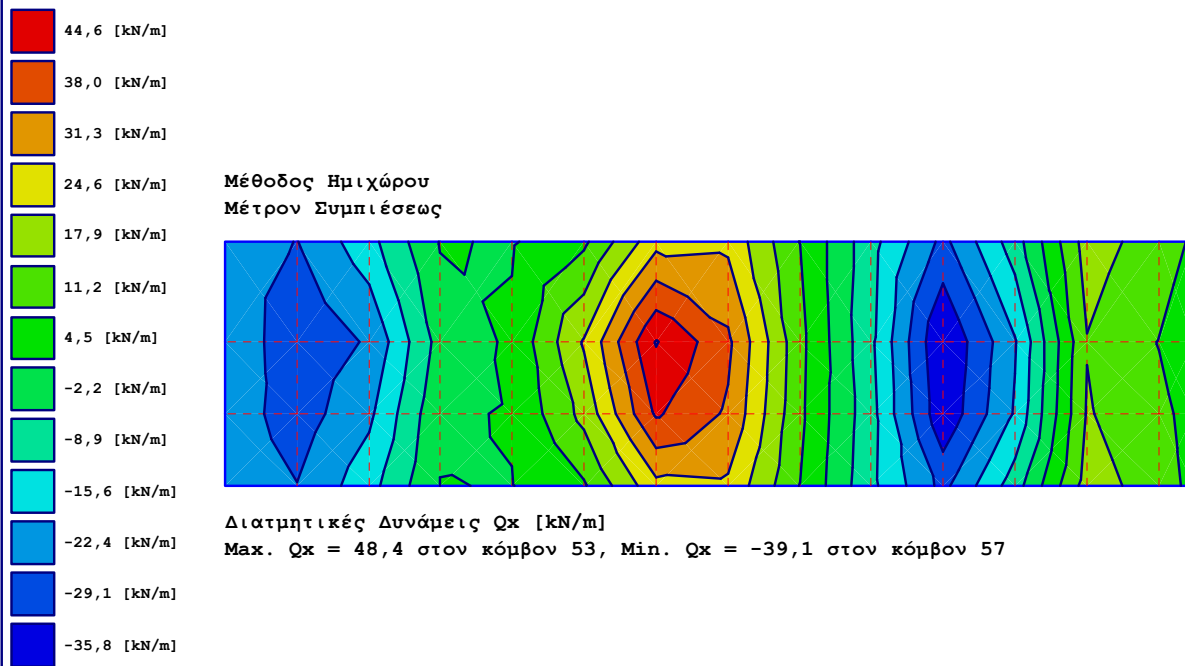


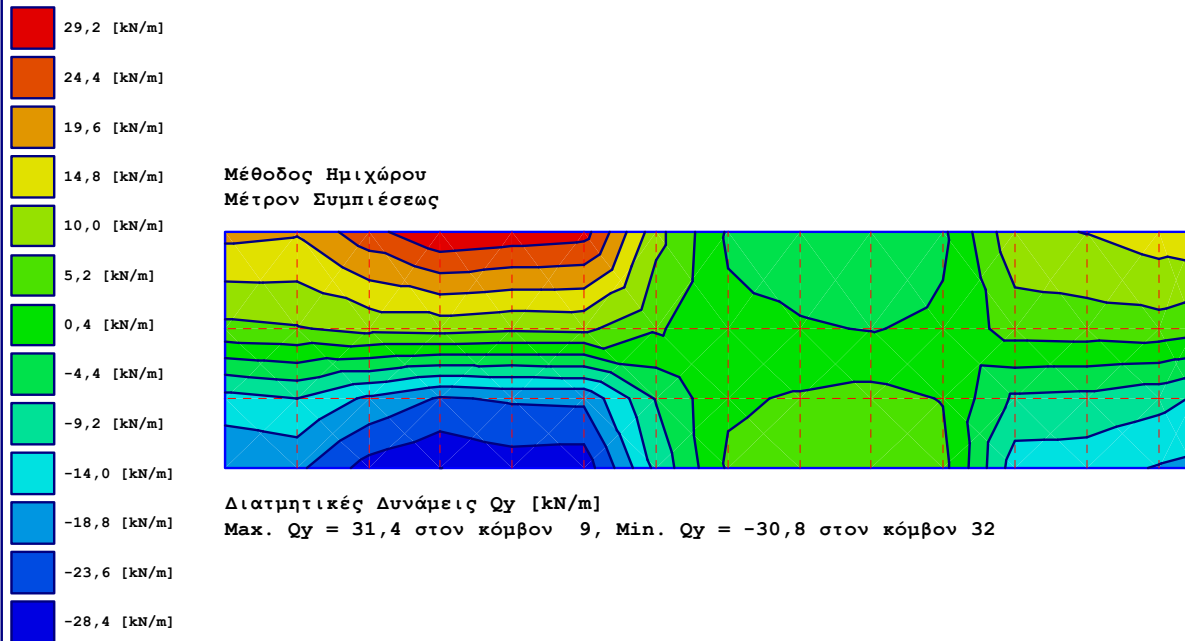


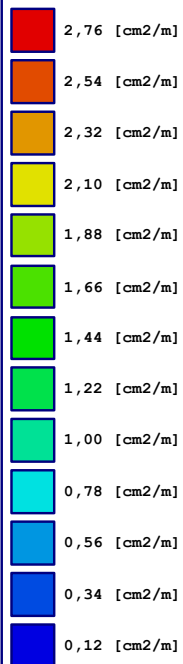




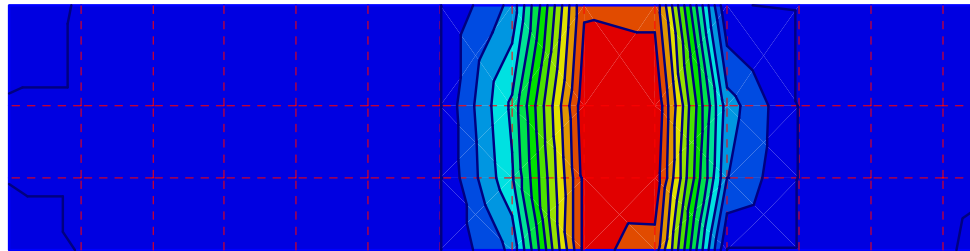






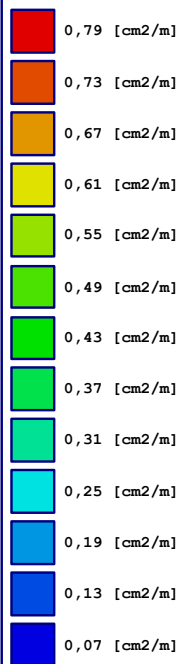


Μέθοδος Ημιχώρου
Μέτρον Συμπίεσεως

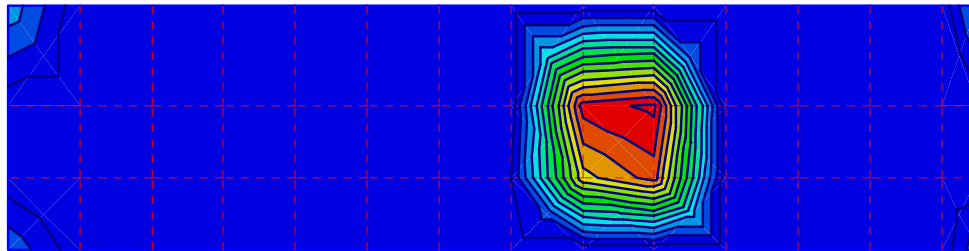


Οπλισμοί 'Ανω κατά x-x As_{topx} [cm²/m]

Max. As_{topx} = 2,86 στον κόμβον 56, Min. As_{topx} = 0,01 στον κόμβον 3

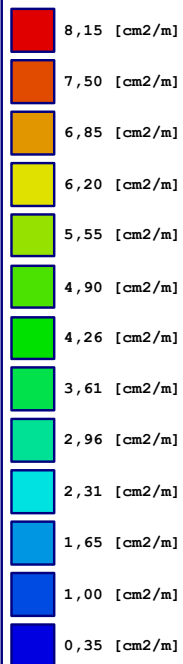


Μέθοδος Ημιχώρου
Μέτρον Συμπιέσεως

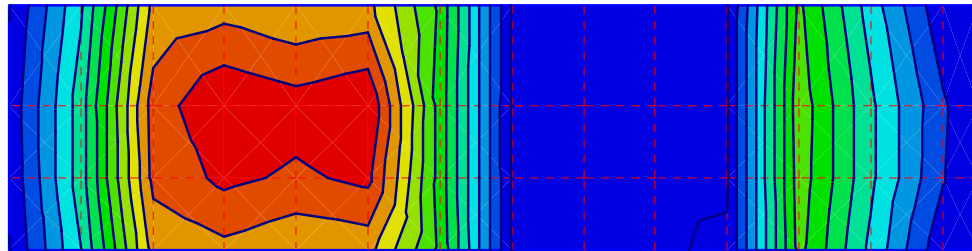


Οπλισμοί 'Ανω κατά y-y As_{top} [cm2/m]

Max. As_{top} = 0,84 στον κόμβον 56, Min. As_{top} = 0,04 στον κόμβον 41

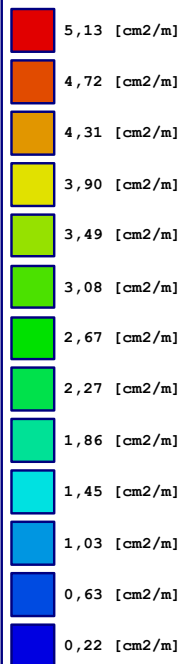


Μέθοδος Ημιχώρου
Μέτρον Συμπίεσεως

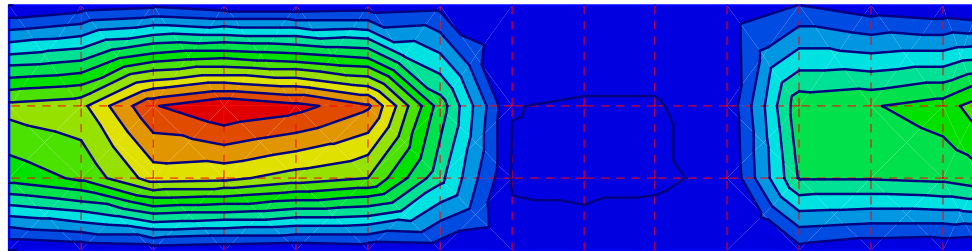


Οπλισμοί Κάτω κατά x-x As_botx [cm²/m]

Max. As_botx = 8,47 στον κόμβον 52, Min. As_botx = 0,03 στον κόμβον 21

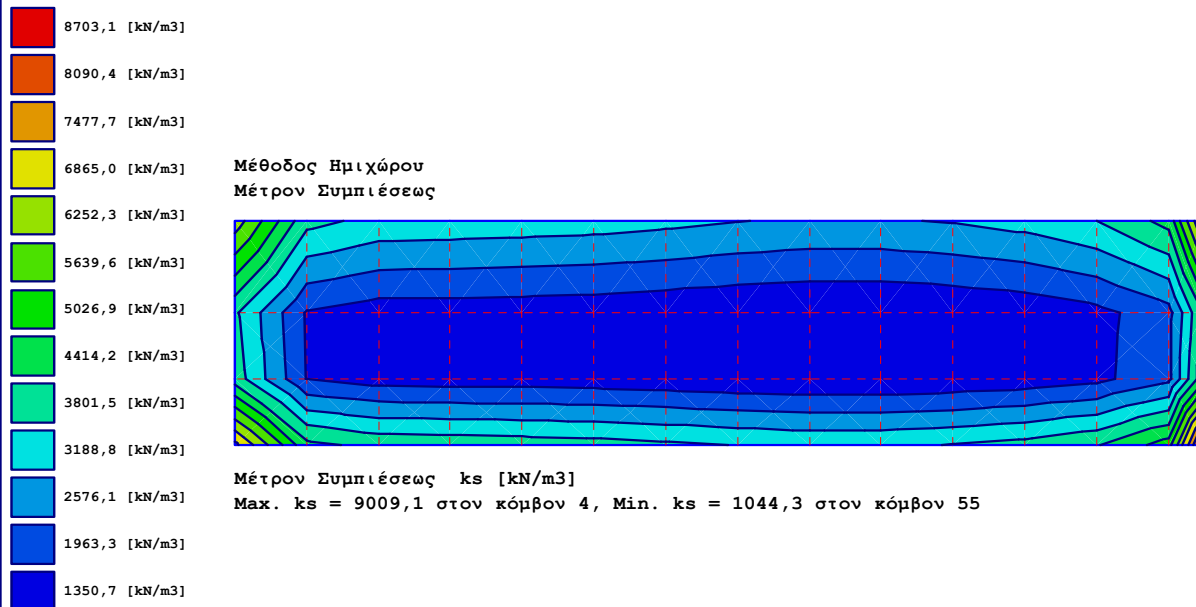


Μέθοδος Ημιχώρου
Μέτρον Συμπιέσεως



Οπλισμοί Κάτω κατά y-y As_boty [cm²/m]

Max. As_boty = 5,33 στον κόμβον 50, Min. As_boty = 0,01 στον κόμβον 54



Τίθενται οι ελάχιστοι οπλισμοί πάνω και κάτω κατά τις διευθύνσεις χ-χ
καί γ-γ , ήτοι 7 ϕ 12/m (7.92 cm²/m).

8. Υπολογισμός Κατακορύφων Στοιχείων (τοιχεία)

Η εδαφική πίεση που εξασκείται επί εξωτερικών τοίχων υπογείων κατά την διάρκεια σεισμού είναι δυνατόν να γίνει μεγαλύτερη της πίεσης ηρεμίας . Αυτό εξαρτάται από την διαφορά των ιδιοτήτων ταλάντωσης των περιβαλλόντων την κατασκευή εδαφών και τον κίνδυνο ρευστοποίησης του εδάφους κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης .

Στην υπό μελέτη περίπτωση δεν υφίστανται οι πάρα πάνω παράγοντες. Εν τούτοις για ασφαλέστερη κατασκευή θα θεωρήσουμε ότι τα τοιχεία λειτουργούν σαν τοίχοι αντιστήριξης και θα εφαρμοσθούν οι οδηγίες του Παραρτήματος Ε του Ευρωκώδικα 8 .

8.1. T14

Τοίχος αντιστήριξης ωπλισμένου σκυροδέματος

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, EC7 EN1997-1-1:2004, EC8 EN1998-5:2004, +NA-ELOT:2010)

1.1. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Ολικό ύψος τοίχου	$h = 5.900 \text{ m}$
Μήκος τοίχου	$L = 3.100 \text{ m}$
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	$B1 = 0.300 \text{ m}$
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	$B2 = 0.300 \text{ m}$
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	$B = 2.100 \text{ m}$
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	1.800 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	0.000 m
Υψος κορμού τοίχου	$h_o = 5.550 \text{ m}$
Υψος βάσης τοίχου	0.350 m
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	0.350 m
Υψος βάσης τοίχου πίσω	0.350 m
Γωνία εμπρός παρειάς με κατακόρυφο	$0.000^\circ (0:1)$
Γωνία πίσω παρειάς με κατακόρυφο	$0.000^\circ (0:1)$

Φορτία στην κορυφή

Κατακόρυφο μόνιμο φορτίο	$N_g = 14.80 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφο κινητό φορτίο	$N_q = 0.00 \text{ kN/m}$
Εκκεντρότητα κατακόρυφου φορτίου	$e_N = 0.15 \text{ m}$
Οριζόντιο μόνιμο φορτίο	$H_g = 0.00 \text{ kN/m}$
Οριζόντιο κινητό φορτίο	$H_q = 0.00 \text{ kN/m}$

Εκκεντρότητα οριζόντιου φορτίου $eH = 0.00 \text{ m}$

Φορτίο δαπέδου υπογείου

Μόνιμα φορτία $g_f = 2.50 \text{ kN/m}^2$, $G_f = 2.50 \times 1.80 = 4.50 \text{ kNm}$

Κινητά φορτία $q_f = 2.00 \text{ kN/m}^2$, $Q_f = 2.00 \times 1.80 = 3.60 \text{ kNm}$

Βάρος τοίχου

Ειδικό βάρος υλικού τοίχου $\gamma_g = 25.000 \text{ kN/m}^3$

Εμβαδόν διατομής τοίχου $A = 2.400 \text{ m}^2$

Ιδιο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 2.400 \times 25.000 = 60.00 \text{ kN/m}$

Κέντρο βάρους τοίχου $x = 0.426 \text{ m}$, $y = 3.678 \text{ m}$ ($x_0 = 1.674 \text{ m}$, $y_0 = 2.222 \text{ m}$)

Υλικά τοίχου

Ανωδομή : Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C20/25-B500C (EN1992-1-1, §3)

: Επικάλυψη οπλισμού: $C_{nom} = 30 \text{ mm}$ (EN1992-1-1, §4.4.1)

Θεμέλιο : Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C20/25-B500C

: Επικάλυψη οπλισμού: $C_{nom} = 75 \text{ mm}$

1.2. Επιμέρους συντελεστές για δράσεις και εδαφικές ιδιότητες (EC7 Πιν. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)

Οριακή κατάσταση Ισοροπίας (EQU), Δομικού τύπου (STR), Γεωτεχνικού τύπου (GEO)

(EQU) (STR) (GEO) (Σεισμός)

Δράση Μόνιμη Δυσμενής $\gamma_{Gdst}:$ 1.10 1.35 1.00 1.00

Μόνιμη Ευνοική $\gamma_{Gstb}:$ 0.90 1.00 1.00 1.00

Μεταβλητή Δυσμενής $\gamma_{Qdst}:$ 1.50 1.50 1.30 1.00

Μεταβλητή Ευνοική $\gamma_{Qstb}:$ 0.00 0.00 0.00 0.00

Εδαφικές Γωνία διατμητικής αντοχής $\gamma_\phi:$ 1.25 1.00 1.25 1.25

ιδιότητες Συνοχή c $\gamma_c:$ 1.25 1.00 1.25 1.25

Διατμητική αντοχή c_u $\gamma_{cu}:$ 1.40 1.00 1.40 1.40

Θλιπτική αντοχή q_u $\gamma_{qu}:$ 1.40 1.00 1.40 1.40

Βάρος $\gamma_w:$ 1.00 1.00 1.00 1.00

1.3. Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Θλιπτική αντοχή εδάφους στη βάση $q_u = 0.30 \text{ N/mm}^2$

Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi = 35.00^\circ$, συντελεστής τριβής $\tan(\phi) = 0.700$

Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $c = 0.010 \text{ N/mm}^2$

1.4. Σεισμικοί συντελεστές (EC8 EN1998-5:2004, §7.3.2)

Ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $g_h = a_{xg}$, $a = 0.16$ (EC8-5 §7.3.2)

Συντ. θεμελίωσης $S = 1.00$ (EC8 §3.2.2.2)

Συντ. σπουδαιότητας κτιρίου $\gamma_I = 1.00$ (EC8 §3.2.1, T.4.3)

Μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς $r = 1.00$ (EC8-5 Πίνακας 7.1)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h = 1.00 \times 0.16 \times 1.00 / 1.000 = 0.160$ (EC8-5 Εξ.7.1)

Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v = 0.50 \times 0.160 = 0.080$ (EC8-5 Εξ.7.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους $F_{wx} = 60.00 \times 0.160 = 9.60 \text{ kN/m}$
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους $F_{wy} = 60.00 \times 0.080 = 4.80 \text{ kN/m}$
 Οριζόντια δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή Ng $F_{gx} = 14.80 \times 0.160 = 2.37 \text{ kN/m}$
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή Ng $F_{gy} = 14.80 \times 0.080 = 1.18 \text{ kN/m}$

1.5. Ώθηση ηρεμίας γαιών (Jaky 1944)

1.5.1. Τμήμα τοίχου από $Y=0.350 \text{ m}$ έως $Y=5.900 \text{ m}$, $H_s=5.550 \text{ m}$

Ανω Σημείο A $x=0.000 \text{ m}$ $y=0.000 \text{ m}$

Κάτω Σημείο B $x=0.000 \text{ m}$ $y=5.550 \text{ m}$

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους : Αμμοχάλικο

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$

Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi = 35.00^\circ$

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια $\beta = 0.00^\circ$

Γωνία πίσω παρειάς τοίχου με κατακόρυφο $\theta = 0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους $\delta = 17.50^\circ$

Ώθηση ηρεμίας γαιών

EQU STR GEO

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ + \phi/2 = 59.00 \text{ } 62.50 \text{ } 59.00^\circ$

Συντελεστής ουδέτερης ώθησης ηρεμίας $K_o = 0.426 \text{ } 0.426 \text{ } 0.426$

Ώθηση γαιών καθ ύψος $q(\gamma) = q_A + \gamma \cdot \gamma \cdot K_o$

Μόνιμες δράσεις

EQU STR GEO

Ώθηση (πίεση) στην κορυφή ($\gamma = \gamma_A$) $q_A = 0.00 \text{ } 0.00 \text{ } 0.00 \text{ kN/m}^2$

Ώθηση (πίεση) στην βάση ($\gamma = \gamma_A + 5.55 \text{ m}$) $q_B = 37.83 \text{ } 37.83 \text{ } 37.83 \text{ kN/m}^2$

Ώθηση (δύναμη) γαιών $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$ $P_a = 104.98 \text{ } 104.98 \text{ } 104.98 \text{ kN/m}$

Γωνία ώθησης γαιών $\alpha = 14.00 \text{ } 17.50 \text{ } 14.00^\circ$

Ώθηση γαιών κατά x κατεύθυνση $P_{ax} = 100.12 \text{ } 100.12 \text{ } 100.12 \text{ kN/m}$

Ώθηση γαιών κατά y κατεύθυνση $P_{ay} = 31.57 \text{ } 31.57 \text{ } 31.57 \text{ kN/m}$

Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$) $M = -370.44 \text{ } -370.44 \text{ } -370.44 \text{ kNm/m}$

Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.000 \text{ m}$, $y = 3.700 \text{ m}$

Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις και ροπές στο κάτω σημείο B ($x=0.000 \text{ m}$, $y=5.550 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

EQU STR GEO

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = 100.12 \text{ } 100.12 \text{ } 100.12 \text{ kN/m}$

Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 31.57 \text{ } 31.57 \text{ } 31.57 \text{ kN/m}$

Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = 185.22 \text{ } 185.22 \text{ } 185.22 \text{ kNm/m}$

Σεισμικές δυνάμεις (EC8 EN1998-1-1:2004, §7.3.2, Παράρτημα Ε)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h = 1.00 \times 0.16 \times 1.00 / 1.000 = 0.160$ (EC8 Εξ.7.1, Τ.7.1)

Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v = 0.50 \times 0.160 = 0.080$ (EC8 Εξ.7.2)

Εδαφος πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα (EC8 Παράρτημα Ε.5)

$\tan(\omega) = k_h / (1 - k_v) = 0.160 / (1 - 0.080) = 0.174$, $\omega = 9.87^\circ$

Method Mononobe-Okabe (EC8 Παράρτημα Ε.4)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης, $K_e^* = 0.584$

Πρόσθετη πίεση εδάφους λόγω σεισμού

επί της STR κατάστασης φόρτισης $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.584 / 0.426 - 1) = 0.371$

Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μόνιμες δράσεις) $F_x = 1.371 \times 100.12 = 137.26 \text{ kN/m}$

1.6. Ελεγχοι ευστάθειας τοίχου (EQU)

1.6.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο (EQU)

Φορτίο	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x	y
	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	0.35- 5.90	100.12	31.57	0.000 4.050
Βάρος τοίχου	W	0.00	60.00	0.426	3.678
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	N_g		0.00	14.80	0.150 0.000
Φορτίο δαπέδου υπογείου	G_f		0.00	4.50	2.700 5.550
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Q_f		0.00	3.60	2.700 5.550

1.6.2. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EQU) (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Έλεγχος περίπτωσης με $0.90 \times (\text{ίδιο βάρος} + \text{μόνιμο}) + 0.00 \times (\text{κινητά κορυφής})$

Φορτίο	(P.γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_a \times 1.10$	0.35- 5.90	110.13	34.73	2.100	1.850	16.72
Βάρος τοίχου	$W \times 0.90$		0.00	54.00	1.674	2.222	-90.40
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_g \times 0.90$			0.00	13.32	1.950	5.900 -25.97
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$G_f \times 0.90$			0.00	4.05	0.900	0.350 -3.64
Σύνολο			106.10				-103.29

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 106.10 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -103.29 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 8.11 kNm/m

Εκκεντρότητα $e_c = 8.11/106.10 = 0.076\text{m}$, $e_c \leq 2.100/6 = 0.350\text{m}$

Τάσεις εδάφους $q_1 = 0.062 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.039 \text{ N/mm}^2$

Ενεργό θεμέλιο $L' = 2.100 - 2 \times 0.076 = 1.947 \text{ m}$ (EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{uk} / \gamma_M = 1.947 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 417.21 \text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 106.10 < R_d = 417.21 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται (EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

Έλεγχος περίπτωσης με 1.10x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)

Φορτίο	(P.γ)	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M	
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]		
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.10$	0.35-	5.90	110.13	34.73	2.100	1.850	16.72
Βάρος τοίχου	$W \times 1.10$		0.00	66.00	1.674	2.222	-110.48	
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_{gx}1.10$			0.00	16.28	1.950	5.900	-31.75
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$G_{fx}0.90$			0.00	4.05	0.900	0.350	-3.64
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$Q_{fx}1.50$			0.00	5.40	0.900	0.350	-4.86
	Σύνολα=		126.46					-134.01

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 126.46 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -134.01 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -1.23 kNm/m

Εκκεντρότητα $e_c = -1.23/126.46 = -0.010\text{m}$, $e_c \leq 2.100/6 = 0.350\text{m}$

Τάσεις εδάφους $q_1 = 0.059 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.062 \text{ N/mm}^2$

Ενεργό θεμέλιο $L' = 2.100 - 2 \times 0.010 = 2.081 \text{ m}$ (EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{uk} / \gamma_M = 2.081 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 445.93 \text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 126.46 < R_d = 445.93 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται (EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

1.6.3. Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EQU) (EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.100, y=5.900 \text{ m}$)

Φορτίο	(P.γ)	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{o+}	M_{o-}		
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]			
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.10$	0.35-	5.90	110.13	34.73	2.100	1.850	89.65	72.93	
Βάρος τοίχου	$W \times 0.90$		0.00	54.00	1.674	2.222	0.00	90.40		
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_{gx}0.90$			0.00	13.32	1.950	5.900	0.00	25.97	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$G_{fx}0.90$			0.00	4.05	0.900	0.350	-3.64	-3.64	
	Σύνολα=				86.01	185.66				

Υπάρχει πλάκα δαπέδου και οροφής. Ο έλεγχος ανατροπής ικανοποιείται

1.6.4. Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EQU) (EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Φορτίο	(P.γ)	γ1 - γ2	Fx+	Fx-	Fy		
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]			
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax	1.10	0.35-	5.90	110.13	0.00	34.73
Παθητική ώθηση γαιών	Ppx	0.90	0.00-	0.00	0.00	0.00	0.00
Βάρος τοίχου	W	x0.90		0.00	0.00	54.00	
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ngx	0.90		0.00	0.00	13.32	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Gfx	0.90		0.00	0.00	4.05	
Σύνολα=		110.13	0.00	106.10			

Υπάρχει πλάκα δαπέδου. Ο έλεγχος ολίσθησης ικανοποιείται.

1.7. Ελεγχοι ευστάθειας τοίχου (STR)

1.7.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο (STR)

Φορτίο	γ1 - γ2	Fx	Fy	x	γ		
	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]			
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	0.35-	5.90	100.12	31.57	0.000	4.050
Βάρος τοίχου	W		0.00	60.00	0.426	3.678	
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ng		0.00	14.80	0.150	0.000	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Gf		0.00	4.50	2.700	5.550	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Qf		0.00	3.60	2.700	5.550	

1.7.2. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (STR) (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Έλεγχος περίπτωσης με 1.00x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+0.00x(κινητά κορυφής)

Φορτίο	(P.γ)	γ1 - γ2	Fx	Fy	xo	γo	M
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax	1.35	0.35-	5.90	135.16	42.62	2.100 1.850 20.52
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	60.00	1.674	2.222 -100.44
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ngx	1.00		0.00	14.80	1.950	5.900 -28.86
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Gfx	1.00		0.00	4.50	0.900	0.350 -4.05
Σύνολα=		121.92		-112.83			

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 121.92 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -112.83 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 15.19 kNm/m

Εκκεντρότητα $e_c = 15.19 / 121.92 = 0.125\text{m}$, $e_c \leq 2.100 / 6 = 0.350\text{m}$

Τάσεις εδάφους $q_1 = 0.079\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.037\text{ N/mm}^2$

Ενεργό θεμέλιο $L' = 2.100 - 2 \times 0.125 = 1.851\text{ m}$ (EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{ik} / \gamma_M = 1.851 \times (1000 \times 0.30) / 1.00 = 555.30\text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 121.92 < R_d = 555.30\text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται (EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμο)+1.50x(κινητά κορυφής)

Φορτίο	(P.γ)	γ1 - γ2	Fx	Fy	xo	yo	M		
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]			
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.35	0.35-	5.90	135.16	42.62	2.100	1.850	20.52	
Βάρος τοίχου	W x1.35		0.00	81.00	1.674	2.222	-135.59		
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ngx1.35			0.00	19.98	1.950	5.900	-38.96	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Gfx1.00			0.00	4.50	0.900	0.350	-4.05	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Qfx1.50			0.00	5.40	0.900	0.350	-4.86	
	Σύνολα=		153.50					-162.94	

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 153.50 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -162.94 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -1.77 kNm/m

Εκκεντρότητα $e_c = -1.77/153.50 = -0.012m$, $e_c \leq 2.100/6 = 0.350m$

Τάσεις εδάφους $q_1 = 0.071 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.076 \text{ N/mm}^2$

Ενεργό θεμέλιο $L' = 2.100 - 2 \times 0.012 = 2.077 \text{ m}$ (EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{uk} / \gamma_M = 2.077 \times (1000 \times 0.30) / 1.00 = 623.10 \text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 153.50 < R_d = 623.10 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται (EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

1.7.3. Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (STR) (EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_o=0, y_o=0$) ($x=2.100, y=5.900 \text{ m}$)

Φορτίο	(P.γ)	γ1 - γ2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.35	0.35-	5.90	135.16	42.62	2.100	1.850	110.03
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	60.00	1.674	2.222	0.00	100.44
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ngx1.00			0.00	14.80	1.950	5.900	0.00
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Gfx1.00			0.00	4.50	0.900	0.350	-4.05
	Σύνολα=							214.76

Υπάρχει πλάκα δαπέδου και οροφής. Ο έλεγχος ανατροπής ικανοποιείται

1.7.4. Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (STR) (EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Φορτίο	(P.γ)	γ1 - γ2	Fx+	Fx-	Fy
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.35	0.35-	5.90	135.16	0.00
Παθητική ώθηση γαιών	Ppx1.00	0.00-	0.00	0.00	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	0.00	60.00
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ngx1.00			0.00	14.80
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Gfx1.00			0.00	4.50
	Σύνολα=		135.16	0.00	121.92

Υπάρχει πλάκα δαπέδου. Ο έλεγχος ολίσθησης ικανοποιείται.

1.8. Ελεγχος ευστάθειας τοίχου (GEO)

1.8.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο (GEO)

Φορτίο	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x	F_y	x	y
	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	0.35-	5.90	100.12	31.57 0.000 4.050
Βάρος τοίχου	W	0.00	60.00	0.426	3.678
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	N_g	0.00	14.80	0.150	0.000
Φορτίο δαπέδου υπογείου	G_f	0.00	4.50	2.700	5.550
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Q_f	0.00	3.60	2.700	5.550

1.8.2. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (GEO) (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Έλεγχος περίπτωσης με 1.00x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+0.00x(κινητά κορυφής)

Φορτίο	(P.γ)	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_a x 1.00$	0.35-	5.90	100.12	31.57	2.100 1.850	15.20
Βάρος τοίχου	$W x 1.00$	0.00	60.00	1.674	2.222	-100.44	
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_g x 1.00$	0.00	14.80	1.950	5.900	-28.86	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$G_f x 1.00$	0.00	4.50	0.900	0.350	-4.05	
Σύνολα=		110.87				-118.15	

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 110.87 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -118.15 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -1.74 kNm/m

Εκκεντρότητα $e_c = -1.74/110.87 = -0.016m$, $e_c \leq 2.100/6 = 0.350m$

Τάσεις εδάφους $q_1 = 0.050 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.055 \text{ N/mm}^2$

Ενεργό θεμέλιο $L' = 2.100 - 2 \times 0.016 = 2.069 \text{ m}$ (EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{uk} / \gamma_M = 2.069 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 443.36 \text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 110.87 < R_d = 443.36 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται (EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

Έλεγχος περίπτωσης με 1.00x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.30x(κινητά κορυφής)

Φορτίο	(P.γ)	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_a x 1.00$	0.35-	5.90	100.12	31.57	2.100 1.850	15.20
Βάρος τοίχου	$W x 1.00$	0.00	60.00	1.674	2.222	-100.44	
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_g x 1.00$	0.00	14.80	1.950	5.900	-28.86	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$G_f x 1.00$	0.00	4.50	0.900	0.350	-4.05	
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$Q_f x 1.30$	0.00	4.68	0.900	0.350	-4.21	
Σύνολα=		115.55				-122.36	

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 115.55 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -122.36 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -1.03 kNm/m

Εκκεντρότητα $e_c = -1.03/115.55 = -0.009\text{m}$, $e_c \leq 2.100/6 = 0.350\text{m}$

Τάσεις εδάφους $q_1 = 0.054 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.056 \text{ N/mm}^2$

Ενεργό θεμέλιο $L' = 2.100 - 2 \times 0.009 = 2.082 \text{ m}$ (EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{uk} / \gamma_M = 2.082 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 446.14 \text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 115.55 < R_d = 446.14 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται (EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

1.8.3. Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (GEO) (EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.100, y=5.900 \text{ m}$)

Φορτίο	(P.γ)	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{0+}	M_{0-}
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.00$	0.35-	5.90	100.12	31.57	2.100	1.850	81.50
Βάρος τοίχου	W	$x1.00$	0.00	60.00	1.674	2.222	0.00	100.44
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_{gx}1.00$		0.00	14.80	1.950	5.900	0.00	28.86
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$G_{fx}1.00$		0.00	4.50	0.900	0.350	-4.05	-4.05
Σύνολα=				77.45	191.55			

Υπάρχει πλάκα δαπέδου και οροφής. Ο έλεγχος ανατροπής ικανοποιείται

1.8.4. Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (GEO) (EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Φορτίο	(P.γ)	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.00$	0.35-	5.90	100.12	0.00
Παθητική ώθηση γαιών	$P_{rx}1.00$	0.00-	0.00	0.00	0.00
Βάρος τοίχου	W	$x1.00$	0.00	0.00	60.00
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_{gx}1.00$		0.00	0.00	14.80
Φορτίο δαπέδου υπογείου	$G_{fx}1.00$		0.00	0.00	4.50
Σύνολα=			100.12	0.00	110.87

Υπάρχει πλάκα δαπέδου. Ο έλεγχος ολίσθησης ικανοποιείται.

1.9. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8 EN1998-1-1:2004)

Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

1.9.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Φορτίο	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x	F_y	x	y
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	0.35-	5.90	100.12	31.57
Βάρος τοίχου	W	0.00	60.00	0.426	3.678
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	N_g	0.00	14.80	0.150	0.000
Φορτίο δαπέδου υπογείου	G_f	0.00	4.50	2.700	5.550
Φορτίο δαπέδου υπογείου	Q_f	0.00	3.60	2.700	5.550

1.9.2. Πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Φορτίο	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x	y
	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	0.35-	5.90	37.14	0.000 4.050
Βάρος τοίχου	W		9.60	-4.80	0.426 3.678
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	N_g		2.37	-1.18	0.150 0.000

1.9.3. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (με σεισμό) (EC7 §6.5.2)

Φορτίο	(P.γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.00$	0.35-	5.90	137.26	31.57	2.100	1.850 45.44
Βάρος τοίχου	$W x1.00$		9.60	64.80	1.674	2.222	-71.07
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_{gx}1.00$		2.37	13.62	1.950	5.900	-20.41
Σύνολα=		109.99		-46.04			

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 109.99 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -46.04 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 69.45 kNm/m

Εκκεντρότητα $e_c = 69.45/109.99 = 0.631m$, $e_c > 2.100/6 = 0.350m$

Τάσεις εδάφους $q = 0.175 \text{ N/mm}^2$ $Bq = 1.256 m$

Ενεργό θεμέλιο $L' = 2.100 - 2 \times 0.631 = 0.837 m$ (EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{uk} / \gamma_M = 0.837 \times (1000 \times 0.30) / 1.00 = 251.10 \text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 109.99 < R_d = 251.10 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται (EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

1.9.4. Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (με σεισμό) (EC7 §9.7.4)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.100, y=5.900 m$)

Φορτίο	(P.γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{o+}	M_{o-}
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.00$	0.35-	5.90	137.26	31.57	2.100	1.850	111.74 66.30
Βάρος τοίχου	$W x1.00$		9.60	64.80	1.674	2.222	29.37	100.44*
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_{gx}1.00$		2.37	13.62	1.950	5.900	8.45	28.86*
Σύνολα=				149.56	195.60			

(*οι ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Υπάρχει πλάκα δαπέδου και οροφής. Ο έλεγχος ανατροπής ικανοποιείται

1.9.5. Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (με σεισμό) (EC7 §9.7.3, §6.5.3)

Φορτίο	(P.γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.00$	0.35-	5.90	137.26	0.00 31.57
Παθητική ώθηση γαιών	$P_{rx}1.00$	0.00-	0.00	0.00	0.00 0.00
Βάρος τοίχου	$W x1.00$		9.60	0.00	55.20
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_{gx}1.00$		2.37	0.00	13.62
Σύνολα=		149.23	0.00	100.39	

Υπάρχει πλάκα δαπέδου. Ο έλεγχος ολίσθησης ικανοποιείται.

1.10. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (EC2 EN1992-1-1:2004)

1.10.1. Φόρτιση 1.35x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+1.50x(κινητά δυσμενή)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y	h	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.300	0.11	18.58	-0.06
1.00	0.300	1.85	22.88	-1.64
1.50	0.300	5.81	27.89	-6.34
2.00	0.300	11.95	33.57	-14.07
2.50	0.300	20.28	39.95	-23.41
3.00	0.300	30.81	47.02	-31.75
3.50	0.300	43.54	54.78	-35.53
4.00	0.300	58.46	63.23	-30.62
4.50	0.300	75.56	72.38	-12.67
5.00	0.300	94.88	82.22	22.42
5.55	0.300	118.65	93.83	84.82

1.10.2. Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη (EC2 §9.6, §6.1)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C20/25-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: $C_{nom}=30$ mm (§3, §4.4.1.1)

Κατακόρυφος οπλισμός ελάχιστος: $0.26(f_{ctm}/f_{yk})d$, $0.0013d$, $0.0020A_c$, μέγιστος: $0.04A_c$ (EC2 §9.6.2)

y	Med	Ned	d	Kd	x/d	ϵ_c/ϵ_s	Ks	As	min	vzst.
[m]	[kN/m]	[kN]	[mm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]	
0.50	-0.06	-18.58	265	17.88	0.02	0.3/20.0	2.31	0.00	0.00	(3.00)
1.00	-1.64	-22.88	265	12.82	0.02	0.5/20.0	2.32	0.00	0.00	(3.00)
1.50	-6.34	-27.89	265	8.58	0.03	0.7/20.0	2.33	0.20	0.20	(3.45)
2.00	-14.07	-33.57	265	6.26	0.05	1.0/20.0	2.34	0.81	0.81	(3.45)
2.50	-23.41	-39.95	265	5.01	0.06	1.3/20.0	2.35	1.56	1.56	(3.45)
3.00	-31.75	-47.02	265	4.35	0.07	1.5/20.0	2.36	2.23	2.23	(3.45)
3.50	-35.53	-54.78	265	4.10	0.08	1.7/20.0	2.37	2.47	2.47	(3.45)
4.00	-30.62	-63.23	265	4.30	0.07	1.6/20.0	2.36	1.92	1.92	(3.45)
4.50	-12.67	-72.38	265	5.78	0.05	1.1/20.0	2.34	0.19	0.19	(3.45)
5.00	22.42	-82.22	265	4.69	0.07	1.4/20.0	2.35	0.94	0.94	(3.45)
5.55	84.82	-93.83	265	2.71	0.13	3.5/22.7	2.43	6.62	6.62	(3.45)

1.10.3. Φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+0.30x(κινητά)+1.00x(σεισμός)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου (με σεισμό)

y	h	F _x	F _y	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.300	3.08	18.58	1.29
1.00	0.300	5.45	22.88	1.86
1.50	0.300	10.06	27.89	0.82
2.00	0.300	16.90	33.57	-1.48
2.50	0.300	25.96	39.95	-3.67
3.00	0.300	37.25	47.02	-3.54
3.50	0.300	50.78	54.78	1.88
4.00	0.300	66.53	63.23	15.94
4.50	0.300	84.50	72.38	42.14
5.00	0.300	104.72	82.22	83.86
5.55	0.300	129.53	93.83	150.96

1.10.4. Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη (με σεισμό) (EC2 §9.6, §6.1)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C20/25-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: C_{nom}=30 mm (§3, §4.4.1.1)

Κατακόρυφος οπλισμός ελάχιστος: $0.26(f_{ctm}/f_{yk})d$, 0.0013d, 0.0020A_c, μέγιστος: 0.04A_c (EC2 §9.6.2)

y	Med	Ned	d	Kd	x/d	ε _c /ε _s	K _s	A _s	min	v _{yzt.}
[m]	[kN/m]	[kN]	[mm]				[cm ² /m]	[cm ² /m]		
0.50	1.29	-18.58	265	14.32	0.02	0.4/20.0	2.31	0.00	(3.00)
1.00	1.86	-22.88	265	12.50	0.02	0.5/20.0	2.32	0.00	(3.00)
1.50	0.82	-27.89	265	13.21	0.02	0.4/20.0	2.32	0.00	(3.00)
2.00	-1.48	-33.57	265	11.47	0.02	0.5/20.0	2.32	0.00	(3.00)
2.50	-3.67	-39.95	265	9.22	0.03	0.6/20.0	2.32	0.00	(3.00)
3.00	-3.54	-47.02	265	8.86	0.03	0.7/20.0	2.32	0.00	(3.00)
3.50	1.88	-54.78	265	9.27	0.03	0.6/20.0	2.32	0.00	(3.00)
4.00	15.94	-63.23	265	5.50	0.05	1.2/20.0	2.34	0.60	(3.45)
4.50	42.14	-72.38	265	3.73	0.09	1.9/20.0	2.37	2.86	(3.45)
5.00	83.86	-82.22	265	2.74	0.13	3.5/23.4	2.43	6.67	(3.45)
5.55	150.96	-93.83	265	2.08	0.24	3.5/11.3	2.55	13.41	(3.45)

1.10.5. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

Οπλισμοί εσωτερικής παρειάς τοίχου {ø10/5.5 (14.27cm²/m)

Οπλισμός διανομής { ø8/30.0 (1.68cm²/m)

Οπλισμός εξωτερικής παρειάς τοίχου {ø10/26.0 (3.02cm²/m)

Οπλισμός διανομής { ø8/30.0 (1.68cm²/m)

1.10.6. Αγκύρωση οπλισμού κορμού τοίχου (EC2 §8.4)

Βασικό μήκος αγκύρωσης (EC2 Εξ.8.3)

$$l_{b,rqd} = \{(\mathcal{A}/4) (\sigma_{sd}/f_{bd})\} = (10/4) \times (409/1.57) = 651 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = 435.00 \times 1341 / 1427 = 409 \text{ MPa} \quad f_{bd} = 2.25 \times 0.70 \times f_{ctd} = 1.57 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 §8.4.2})$$

Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης $l_{bd} = 1.00 \times 651 = 651 \text{ mm}$, $C_{nom} = 30 \text{ mm} < 3 \times 10 = 30 \text{ mm}$ $\{ = (3Z) \}$ (EC2 §8.4.4, Τ.8.2)

$$\text{Ελάχιστο μήκος αγκύρωσης } l_{b,min} = \max(0.30 l_{b,rqd}, \{10Z, 100 \text{ mm}\}) = 195 \text{ mm}$$

Απαραίτητο άγκιστρο 385mm στο κάτω άκρο των ράβδων οπλισμού

1.10.7. Έλεγχος κορμού σε διάτμηση (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C20/25-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: $C_{nom} = 30 \text{ mm}$ (§3, §4.4.1.1)

Η κατανομή του φορτίου ώθησης είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

$$V_{ed} = 107.20 \text{ kN/m}, V_{ed} (+\text{σεισμικός}) = 117.57 \text{ kN/m}, N_{ed} = -88.24 \text{ kN/m}$$

Αντοχή τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Εξ.6.2.a})$$

$$V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Εξ.6.2.b})$$

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 20 \text{ MPa}, b_w = 1000 \text{ mm}, d = 265 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/4} \leq 2, k = 1.87, k_1 = 0.15$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 1427 / (1000 \times 265) = 0.0054$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 88.24 / 300000 = 0.29 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{1.50} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.40 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Ά.6.3N})$$

$$V_{rd,c(min)} = 0.001 \times (0.40 + 0.15 \times 0.29) \times 1000 \times 265 = 117.53 \text{ kN/m}$$

$$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.87 \times (0.54 \times 20)^{0.33} + 0.15 \times 0.29] \times 1000 \times 265 = 142.97 \text{ kN/m}$$

$$V_{ed} = 117.57 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 142.97 \text{ kN/m}, \text{ διάτμηση OK}$$

1.11. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί (EC2 EN1992-1-1:2004)

1.11.1. Έλεγχος τμήματος μπροστά $x=2.100 \text{ m}$ to $x=0.300 \text{ m}$

$$\text{Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων} = 153.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως} = -1.77 \text{ kNm/m}$$

$$q_1 = 0.071 \text{ N/mm}^2, q_2 = 0.075 \text{ N/mm}^2, w = 1.800 \text{ m}$$

$$\text{πίεση από ίδιο βάρος } q_3 = 0.009 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 102.16 \text{ kNm/m}, V = 114.75 \text{ kN/m}$$

$$V \text{ σε απόσταση } h = 275 \text{ mm από παρειά} = 96.68 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = 102.16 \text{ kNm/m}, V_{ed} = 96.68 \text{ kN/m}$$

1.11.2. Έλεγχος τμήματος μπροστά $x=2.100 \text{ m}$ to $x=0.300 \text{ m}$ (με σεισμό)

$$\text{Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων} = 109.99 \text{ kN/m}$$

$$\text{Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως} = 69.45 \text{ kNm/m}$$

$$q_1 = 0.175 \text{ N/mm}^2, q_2 = 0.000 \text{ N/mm}^2, w = 1.800 \text{ m}$$

$$\text{πίεση από ίδιο βάρος } q_3 = 0.009 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 135.79 \text{ kNm/m}, V = 93.79 \text{ kN/m}$$

V σε απόσταση h=275mm από παρειά = 92.59 kN/m
Med= 135.79k Nm/m, Ved= 92.59 kN/m

1.11.3. Έλεγχος πεδίου έναντι κάμψης (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C20/25-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: Cnom=75 mm (§3, §4.4.1.1)
Med=135.79kNm/m, d=269mm, Kd= 2.31 x/d=0.19 εc2/εs1=-3.5/15.1 ks=2.49, As=12.59cm²/m
Ελάχιστος οπλισμός As>=0.0013bd (As= 3.50cm²/m) (EC2 §9.3.1)
Ελάχιστος οπλισμός {Z12/32.0 (3.53cm²/m)

1.11.4. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

Οπλισμός πεδίου κάτω { $\phi 26/40.0$ (13.27cm²/m)
Δευτερεύων εγκάρσιος οπλισμός { $\phi 12/40.0$ (2.82cm²/m)

1.11.5. Αγκύρωση οπλισμού πεδίου τοίχου (EC2 §9.8.2.2, §8.4)

x=h/2=0.175m, R=1000x0.175x0.175=30.62 kN/m
e=0.15b=0.045m ze=1.757 m, zi=0.900d=0.242m
Fs=R·ze/zi=30.62x1.757/0.242=222.28 kN/m
σsd=Fs/As=1000x222.28/1327=168 MPa
Βασικό μήκος αγκύρωσης (EC2 Εξ.8.3)
lb,rqd={AE/4} (ósd/fbd)=(26/4)x(168/2.25)=485mm
fbd=2.25x1.00xfctd=2.25 MPa (EC2 §8.4.2)
Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης (EC2 §8.4.4, T.8.2)
lbd=1.00x485=485mm, Cnom=75mm<3x26=78mm{=(3E)
Ελάχιστο μήκος αγκύρωσης lb,min=max(0.30lb,rqd,{10Z,100mm})=260mm
Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού Lbd=490mm =0.490m
lbd=490mm>(x-Cnom)=100.00. Απαραίτητα άγκιστρα 390mm στα τέρματα των ράβδων οπλισμού

1.11.6. Έλεγχος πεδίου σε διάτμηση-διάτρηση (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C20/25-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: Cnom=75 mm (§3, §4.4.1.1)
Αντοχή διάτρησης χωρίς οπλισμό διάτμησης Vrdc (EC2 §6.4.4)
Vrdc=[Crdc·k·(100ρ1·fck) ^0.33·(2d/a)]·bw·d (EC2 Εξ.6.50)
Vrdc>=[vmin·2d/a]·bw·d, d=dm=269mm, a=269mm
Crdc=0.18/γc=0.18/1.50=0.120, fck=20MPa ,bw=1000mm, d=269mm
k=1+(200/d) ^1/2<=2, k=1.86
ρ1=As1/(bw·d)=1327/(1000x269)=0.0049
vmin=0.0350·k ^1.50·fck ^1/2 = 0.40N/mm², (EC2 Άρ.6.3N)
Vrd,c(min)=0.001x(0.40x2x269/269)x1000x269=215.20kN/m
Vrdc=0.001x[0.120x1.86x(0.49x20) ^0.33x2x269/269]x1000x269=256.97kN/m
Ved=96.68 kN/m <= Vrdc=256.97 kN/m, διάτμηση και διάτρηση OK

1.12. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας από ρηγμάτωση (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2, §7.3.3)

1.12.1. Φόρτιση 1.00x(μόνιμα)+1.00x(κινητά)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y	h	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.300	0.08	18.57	-0.05
1.00	0.300	1.37	22.73	-1.22
1.50	0.300	4.30	27.41	-4.69
2.00	0.300	8.85	32.59	-10.42
2.50	0.300	15.02	38.29	-17.34
3.00	0.300	22.82	44.50	-23.52
3.50	0.300	32.25	51.22	-26.32
4.00	0.300	43.30	58.45	-22.68
4.50	0.300	55.97	66.20	-9.39
5.00	0.300	70.28	74.46	16.61
5.55	0.300	87.89	84.14	62.83

Med(SLS)=62.83 kNm, Ved(SLS)=87.89 kN, Ned(SLS)=84.14 kN

Τελικός συντελεστής ερπυσμού $\phi(\text{σο,το})=2.50$ (EC2 §3.1.4, Παράρτημα Β)

Ολική συστολή ξήρανσης $\epsilon_{cs}=-0.30\text{‰}$

$\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)

Μέτρο Ελαστικότητας σκυροδέματος $E_{cm}=30\text{GPa}$, $E_{c,eff}=30/(1+2.50)=8.57\text{GPa}=8570\text{MPa}$ (EC2 Εξ.7.20)

Μέτρο Ελαστικότητας χάλυβα $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$

Λόγος μέτρων Ελαστικότητας $E_s/E_c=200/30=6.67$, ενεργό $E_s/E_{c,eff}=200/8.57=23.34$

Εφελκόμενος οπλισμός: $\{Z10/55 (14.27\text{cm}^2/\text{m})$, Θλιβόμενος οπλισμός: $\{Z10/260 (3.02\text{cm}^2/\text{m})$

Λόγος οπλισμών $\rho=As_1/(b \cdot d)=1427/(1000 \times 265)=0.005$, $\rho'=As_2/(b \cdot d)=302/(1000 \times 265)=0.001$

1.12.2. Κατάσταση I (αρηγμάτωτη διατομή) (SLS)

Δυσκαμψία αρηγμάτωτης διατομής, $EI=(200/23.34) \times (0.001 \times 2.803)=24015 \text{ kNm}^2$

$A_i=Ac+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot \gamma_{1s}-As_2 \cdot \gamma_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot \gamma_{1s}^2+As_2 \cdot \gamma_{2s}^2)(n-1)$

$S=As \cdot \gamma_{2s}=(0.001)^2 \times 1427 \times 0.107=(0.001) \times 0.153 \text{ m}^3$, $\gamma_2=142\text{mm}$, $\gamma_{2s}=\gamma_2-d_2=142-35=107\text{mm}$ (EC2 Άι.7.21)

καμπυλότητα λόγω ροπής $1/r_M=62.83/24015=(0.001) \times 2.616 (1/\text{m})$

καμπυλότητα λόγω ξήρανσης $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 23.34 \times (0.153/2.803)=(0.001) \times 0.382 (1/\text{m})$

Ολική καμπυλότητα $1/r=(0.001) \times 2.616+(0.001) \times 0.382=(0.001) \times 2.998 (1/\text{m})$

Ροπή ρηγμάτωσης, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/\gamma_2)=2.2 \times (2.803/0.142)=43.37 \text{ kNm}$

1.12.3. Κατάσταση II (πλήρως ρηγματωμένη διατομή) (SLS)

$\rho=0.005$, $\rho'=0.001$, $\rho'/\rho=0.200$, $n=\alpha_e=23.34$, $n \cdot \rho=0.117$, $\xi=0.556$, $\alpha=0.368$, $x=\alpha \cdot d=0.097\text{m}$

Δυσκαμψία πλήρως ρηγματωμένης διατομής, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^2=0.556 \times 200 \times 1427 \times 0.265^2=11146 \text{ kNm}^2$

$\gamma_2=(1-\alpha)d=168\text{mm}$, $\epsilon_s=\gamma_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 168 \times 62.83/11146=0.94$

$S=As \cdot \gamma_2=(0.001)^2 \times 1427 \times 0.168=(0.001) \times 0.239 \text{ m}^3$ (EC2 Άι.7.21)

καμπυλότητα λόγω ροπής $1/r_M=62.83/11146=(0.001) \times 5.637 (1/\text{m})$

καμπυλότητα λόγω ξήρανσης $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 23.34 \times (0.239/1.301)=(0.001) \times 0.597 (1/\text{m})$

Ολική καμπυλότητα $1/r = (0.001) \times 5.637 + (0.001) \times 0.597 = (0.001) \times 6.234 (1/m)$
 $Med = 62.83 \text{ kN/m}$, $Ned = 84.14 \text{ kN}$, $\varepsilon_c/\varepsilon_s = 0.52/0.98$, $x = 92 \text{ mm}$, $\sigma_s = 195 \text{ N/mm}^2$

1.12.4. Έλεγχος παραμορφώσεων με άμεσο υπολογισμό (SLS) (EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (M_{cr}/Med)^2 = 1 - 0.50 \times (43.37/62.83)^2 = 0.76$ (Εξ.7.19)

Τελική καμπυλότητα $(1/r) = 0.76 \times (0.001 \times 6.234) + (1 - 0.76) \times (0.001 \times 2.998) = (0.001) \times 5.463 (1/m)$ (Εξ.7.18)

1.12.5. Ελάχιστα εμβαδα οπλισμών (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Ελάχιστα εμβαδά οπλισμού $A_{s,min} = k_c \cdot k_{fct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Εξ.7.1)

$b = 1.000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.300 \text{ m}$, $d = 0.265 \text{ m}$, $x = 0.092 \text{ m}$, $\{Z = 10 \text{ mm}$

$Ned = 84.14 \text{ kN}$, $\sigma_c = (Ned/bh) = -0.3 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 435 \text{ N/mm}^2$

$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (300 - 92) \times 1000 = 208397 \text{ mm}^2$

$\max(h, b) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 2.20 \text{ N/mm}^2$, $A_{ct} = 208397 \text{ mm}^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.44$, $k_1 = 1.50$

Ελάχιστος οπλισμός, $A_{s,min} = 0.44 \times 1.00 \times 2.20 \times 208397 / 435 = 464 \text{ mm}^2/\text{m}$

1.12.6. Υπολογισμός εύρους ρωγμών (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ (EC2 Εξ.7.8)

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)

$\sigma_s = 195 \text{ N/mm}^2$, μικρής διάρκειας φόρτιση: $E_s/E_c = 6.67$, $k_t = 0.6$, μικράς διάρκειας φόρτιση: $E_s/E_c = 23.34$, $k_t = 0.4$

$A_{ceff} = 0.333(h - x)b = 0.333 \times (300 - 92) \times 1000 = 69396 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)

$\rho_{eff} = A_s/A_{ceff} = 1427/69396 = 0.021$

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [195 - 0.4 \times (2.2/0.021)(1 + 23.34 \times 0.021)] / 200 = 0.66\text{‰} \geq 0.6 \times 195 / 200 = 0.59\text{‰}$

$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \{Z / \rho_{eff}$ (EC2 Εξ.7.11)

$\{Z = 10 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2)/2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$

$s_{r,max} = 3.4 \times 30.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.021 = 184.67 \text{ mm}$

$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 184.67 \times 0.001 \times 0.66 = 0.12 \text{ mm}$

$w_k = 0.12 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}$, Κατηγορία περιβάλλοντος: XC1, Πλάτος ρωγμής κάτω ορίου

9. Έλεγχος Ευστάθειας σε Άνωση

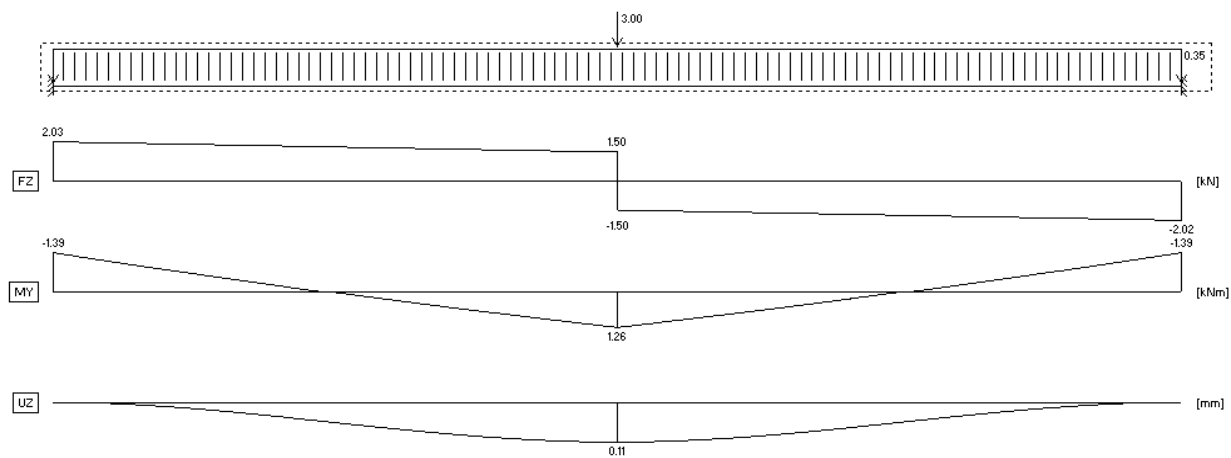
Λόγω μη βεβαιωθείσης ύπαρξης ύδατος στην στάθμη θεμελίωσης δεν απαιτείται έλεγχος σε ανύψωση λόγω άνωσης .

10. Μεταλλική δοκός IPN200 (Ανάρτηση ανυψωτικού μηχανισμού)

Μήκος Δοκού : 3.00m

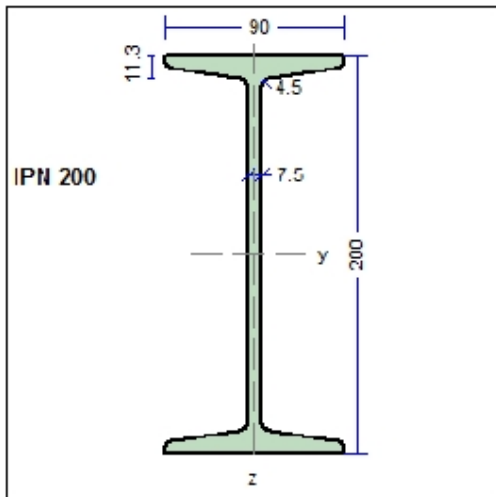
Βάρος Δοκού : 26.2 Kg/m (Υπολογιστικό βάρος = $26.2 \times 1.35 = 35.37 \text{ Kg/m} = 0.35 \text{ kN/m}$)

Βάρος Αναρτωμένης Αντλίας : 2kN (Υπολογιστικό βάρος = $2 \times 1.5 = 3 \text{ kN}$) .



Διαγράμματα Επίλυσης

Ιδιότητες της διατομής IPN200



Διαστάσεις διατομής

Υψος διατομής	$h = 200.00 \text{ mm}$
Πλάτος διατομής	$b = 90.00 \text{ mm}$
Υψος κορμού	$h_w = 188.70 \text{ mm}$
Υψος ευθύγραμμου τμήματος κορμού	$d_w = 168.40 \text{ mm}$
Πάχος κορμού	$t_w = 7.50 \text{ mm}$
Πάχος πέλματος	$t_f = 11.30 \text{ mm}$
Ακτίνα συναρμογής	$r = 4.50 \text{ mm}$
Μάζα	$= 26.20 \text{ Kg/m}$

Χαρακτηριστικά διατομών

Εμβαδόν	$A = 3340 \text{ mm}^2$
Ροπή αδρανείας	$I_y = 21.400 \times 10^6 \text{ mm}^4$
	$I_z = 1.170 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Ελαστική ροπή αντίστασης	$W_y = 214.00 \times 10^3 \text{ mm}^3$
	$W_z = 26.000 \times 10^3 \text{ mm}^3$
Πλαστική ροπή αντίστασης	$W_{py} = 250.00 \times 10^3 \text{ mm}^3$
	$W_{pz} = 43.500 \times 10^3 \text{ mm}^3$
Ακτίνα αδρανείας	$i_y = 80.0 \text{ mm}$
	$i_z = 18.7 \text{ mm}$
Επιφάνεια διάτμησης	$A_{vz} = 1492 \text{ mm}^2$
	$A_{vy} = 2034 \text{ mm}^2$
Σταθερά στρέψης	$I_t = 0.116 \times 10^6 \text{ mm}^4$
	$i_p = 82 \text{ mm}$
Σταθερά στρέβλωσης	$I_w = 12.222 \times 10^9 \text{ mm}^6$

Διατομή IPN 200

Κατάταξη και Αντοχή χαλύβδινης διατομής

(EN1993-1-1:2005 §5.6,6.2)

Χάλυβας	Κατηγορία			Θλίψη		Καμπτική αντοχή		Διατμητική αντοχή	
	Nx	Myy	Mzz	NtRd[kN]	NcRd[kN]	McRdy[kNm]	McRdz[kNm]	VcRdz [kN]	VcRdy [kN]
S 235	1	1	1	785	785	58.8	10.2	202	276
S 275	1	1	1	919	919	68.8	12.0	237	323
S 355	1	1	1	1186	1186	88.8	15.4	306	417
S 450	1	1	1	1470	1470	110	19.1	379	517
(γM0= 1.00, γM1= 1.00, γM2= 1.25)									

($\gamma M_0 = 1.00$, $\gamma M_1 = 1.00$, $\gamma M_2 = 1.25$)