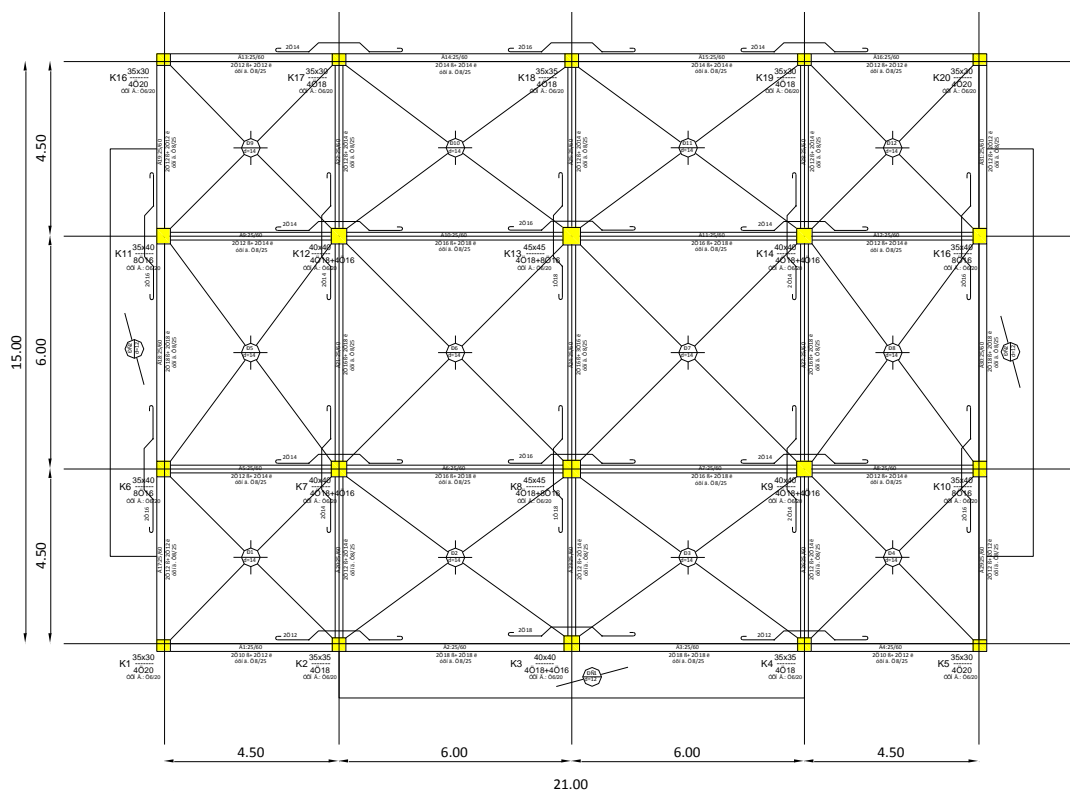


ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Στατικός και αντισεισμικός υπολογισμός πενταώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους παλιούς Ελληνικούς Κανονισμούς

Στο Σχήμα Α.1 παρουσιάζεται ο ξυλότυπος οροφής τυπικού ορόφου του κτιρίου με κωδική ονομασία SYM, το οποίο σχεδιάζεται με θεώρηση 3 και 5 ορόφων. Το θεωρητικό ύψος ορόφου λαμβάνεται και στις δυο περιπτώσεις ίσο με 3m. Στις ενότητες που ακολουθούν περιγράφεται αναλυτικά ο στατικός (στατική επίλυση και διαστασιολόγηση πλακών δοκών και υποστυλωμάτων) και ο αντισεισμικός υπολογισμός του κτιρίου (κατά την ακριβή Ελληνική μέθοδο, επίλυση μονώροφου). Οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τους παλιούς κανονισμούς, ήτοι τον Κανονισμό του 1954 (Β.Δ. 18-2-54) για την μελέτη και εκτέλεση οικοδομικών έργων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (Β.Δ. 19-2-1959) και τον Κανονισμό Φορτίσεων Δομικών Έργων του 1945 (Β.Δ. 10-12-1945).



Σχήμα Α.1 Κάτοψη ξυλοτύπου οροφής τυπικού ορόφου

Στον Πίνακα Α.1 παρουσιάζονται αναλυτικά τα μόνιμα φορτία g , τα κινητά p και το συνολικό φορτίο σχεδιασμού $q = g + p$, τα οποία θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό των φερόντων στοιχείων της κατασκευής. Υιοθετήθηκαν τιμές φορτίων σχεδιασμού τέτοιες

ώστε να αποτελούν κατά το δυνατόν αντιπροσωπευτικές εκείνων που λαμβάνονταν για το σχεδιασμό κτιρίων κατά την περίοδο ισχύος των παλαιών Κανονισμών.

Πίνακας Α.1 Αναλυτική περιγραφή των φορτίων υπολογισμού

Συμπαγής πλάκα (d=12cm):		ίδιον βάρος $0.12 \cdot 2400 =$	288 Kg/m^2
		επίχρισμα + δάπεδο =	100 Kg/m^2
		τοίχοι πλήρωσης =	100 Kg/m^2
		g =	488 Kg/m^2
		κινητό (κατοικία) p =	200 Kg/m^2
		q =	688 Kg/m^2
Συμπαγής πλάκα (d=14cm):		ίδιον βάρος $0.14 \cdot 2400 =$	336 Kg/m^2
		επίχρισμα + δάπεδο =	100 Kg/m^2
		τοίχοι πλήρωσης =	100 Kg/m^2
		g =	536 Kg/m^2
		κινητό (κατοικία) p =	200 Kg/m^2
		q =	736 Kg/m^2
Εξώστες (d=12cm):		ίδιον βάρος $0.12 \cdot 2400 =$	288 Kg/m^2
		επίχρισμα + δάπεδο =	100 Kg/m^2
		g =	388 Kg/m^2
		κινητό p =	500 Kg/m^2
		(για τη διαστασιολόγηση το φορτίο πολλαπλασιάζεται με 3ε) q =	888 Kg/m^2
Δώμα :		μόνωση και επικάλυψη =	150 Kg/m^2
		περιμετρικό στηθαίο =	300 Kg/m
Φορτία τοίχων :		περιμετρικές δοκοί με εξώθυρα =	600 Kg/m
		χωρίς εξώθυρα =	750 Kg/m
Κλίμακες (οριζ. προβολή) :		ίδιον βάρος $0.20 \cdot 2400 =$	480 Kg/m^2
		επίχρισμα + δάπεδο =	100 Kg/m^2
		g =	580 Kg/m^2
		$g_{\text{οριζ.}} = 540 / \cos \phi = 540 / 0.835 =$	645 Kg/m^2
		κινητό p =	350 Kg/m^2
		q =	1045 Kg/m^2

Δυο κατηγορίες υλικών θα χρησιμοποιηθούν για το σχεδιασμό των κτιρίων. Η πρώτη αποτελείται από σκυρόδεμα κατηγορίας B160 με λείο χάλυβα St I, ενώ η δεύτερη από σκυρόδεμα B225 με χάλυβα κατηγορίας St III. Η πρώτη από τις δυο κατηγορίες υλικών θα χρησιμοποιηθεί κυρίως για το σχεδιασμό κτιρίων που ανήκουν σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I (π.χ Αθήνα, Σεισμικός Συντελεστής $\varepsilon=0.04$) στην οποία ανήκει και το κτίριο του παρόντος παραδείγματος και μέγιστο δυνατό ύψος ορόφων (εκμετάλλευση των αντοχών αλλά σε τέτοιο βαθμό που να μην απαιτούνται πολύ μεγάλες διατομές φερόντων στοιχείων), ενώ η δεύτερη κατηγορία και συνηθέστερη ιδίως προς το τέλος της περιόδου εφαρμογής των παλαιών Κανονισμών (δεκαετίες 70, 80), θα χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό κτιρίων σε Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας II (π.χ Πάτρα ή Ιωάννινα με $\varepsilon=0.08$) και μεγαλύτερο ύψος ορόφων.

Στους Πίνακες Α.2 και Α.3 παρουσιάζονται οι επιτρεπόμενες τάσεις σκυροδέματος σ_b και χάλυβα σ_e για τις δυο κατηγορίες υλικών, βάσει των οποίων θα γίνει η διαστασιολόγηση των μελών οπλισμένου σκυροδέματος.

Πίνακας Α.2 Επιτρεπόμενες τάσεις για B160 και St I

Στοιχείο	Επιτρεπόμενες τάσεις *		
Πλάκες :	$\sigma_{b,e} =$	60/1400	Kg/cm ²
Δοκοί στο άνοιγμα	$\sigma_{b,e} =$	60/1400	Kg/cm ²
Δοκοί στη στήριξη	$\sigma_{b,e} =$	70/1400	Kg/cm ²
Εσωτερικά υποστυλώματα υπό κεντρική θλίψη *	$\sigma_i =$	54.4	Kg/cm ²
Περιμετρικά υποστυλώματα υπό κεντρική θλίψη *	$\sigma_i =$	48.0	Kg/cm ²
Υποστυλώματα υπό μονοαξονική κάμψη	$\sigma_{b,e} =$	70/1400	Kg/cm ²
Έδαφος	$\sigma_{εδ.} =$	1.5	Kg/cm ²

Πίνακας Α.3 Επιτρεπόμενες τάσεις για B225 και St III

Στοιχείο	Επιτρεπόμενες τάσεις **		
Πλάκες :	$\sigma_{b,e} =$	80/2400	Kg/cm ²
Δοκοί στο άνοιγμα	$\sigma_{b,e} =$	80/2400	Kg/cm ²
Δοκοί στη στήριξη	$\sigma_{b,e} =$	90/2400	Kg/cm ²
Εσωτερικά υποστυλώματα υπό κεντρική θλίψη *	$\sigma_i =$	76.2	Kg/cm ²
Περιμετρικά υποστυλώματα υπό κεντρική θλίψη *	$\sigma_i =$	68.0	Kg/cm ²
Υποστυλώματα υπό μονοαξονική κάμψη	$\sigma_{b,e} =$	90/2400	Kg/cm ²
Έδαφος	$\sigma_{εδ.} =$	1.5	Kg/cm ²

* Για τον προσδιορισμό της ισοδύναμης τάσης $\sigma_i = (1/3)(K_b + \mu \sigma_s)$ των κεντρικώς θλιβόμενων υποστυλωμάτων (εσωτερικών και περιμετρικών), λήφθηκε υπόψη ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού $\mu = 8\%$ και λόγος $h_s/d \leq 10$, όπου h_s το θεωρητικό ύψος ορόφου και d η μικρότερη πλευρά του εκάστοτε υποστυλώματος.

** Εφόσον λαμβάνεται υπόψη και η σεισμική φόρτιση, οι παραπάνω τάσεις επιτρέπεται να προσαυξάνονται κατά 20% για το οπλισμένο σκυρόδεμα και 50% για το έδαφος. Για υπολογιστικούς λόγους, αντί της προσαύξησης κατά 20% των επιτρεπόμενων τάσεων, δυνάμεθα να διαιρούμε την ένταση (που προκύπτει από συνδυασμό των μονίμων με τα σεισμικά εντατικά μεγέθη) με το συντελεστή 1.20 και να διαστασιολογούμε με τις ίδιες επιτρεπόμενες τάσεις.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ

Υπολογισμός ισοδύναμου ομοιόμορφου φορτίου τετραερείστων πλακών επί των δοκών εδράσεως

Ο υπολογισμός του φορτίου που μεταβιβάζεται από τετραερείστη πλάκα στις περιμετρικές δοκούς προκύπτει γενικώς από τον κανόνα της διχοτόμου. Συνεπώς κάθε περιμετρική δοκός φέρει τριγωνικό ή τραπεζοειδές φορτίο μέγιστης τεταγμένης q_t . Προς διευκόλυνση των υπολογισμών το φορτίο αυτό (τριγωνικό ή τραπεζοειδές) μετατρέπεται σε ισοδύναμο ομοιόμορφο q_M τέτοιο ώστε να δίνει την ίδια μέγιστη ροπή με αυτή που θα προέκυπτε από την απευθείας εφαρμογή του τριγωνικού ή τραπεζοειδούς, και σε ομοιόμορφο φορτίο q_Q το οποίο δίνει τις ίδιες τέμνουσες με αυτές που θα προέκυπταν από εφαρμογή του τριγωνικού ή του τραπεζοειδούς. Η αναγωγή αυτή σε ομοιόμορφο φορτίο γίνεται με τη χρήση των παρακάτω τύπων :

$$Q = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_{\min}, \quad q_M = Q \cdot \lambda \text{ και } q_Q = Q \cdot K$$

όπου, q το προς μετατροπή ομοιόμορφο φορτίο της πλάκας, l_{\min} η μικρότερη πλευρά της πλάκας και λ , K συντελεστές αναγωγής οι οποίοι για μεν την τριγωνική πλευρά λαμβάνονται ίσοι με $\lambda=0.67$ και $K=0.50$, για δε την τραπεζοειδή λαμβάνονται αναλόγως του λόγου $\varepsilon=l_{\min}/l_{\max}$ και ανεξαρτήτως του είδους της στήριξης από τις σχέσεις $\lambda=(1-(1/3) \cdot \varepsilon^2)$ και $K=(1-0.5 \cdot \varepsilon)$.

Στον Πίνακα Α.4 που ακολουθεί παρουσιάζονται οι συντελεστές αναγωγής των φορτίων της κάθε πλάκας για κάθε μια από τις διευθύνσεις x και y , ενώ στον Πίνακα 2.3 παρουσιάζονται τα φορτία.

Πίνακας Α.4 Συντελεστές αναγωγής λ , κ των φορτίων των πλακών στις δοκούς

Πλάκα	l_x (m)	l_y (m)	l_{min} (m)	ϵ	Διεύθυνση x-x		Διεύθυνση y-y	
					λ	κ	λ	κ
Π1	4.50	4.50	4.50	1.00	0.67	0.50	0.67	0.50
Π2	6.00	4.50	4.50	0.75	0.81	0.63	0.67	0.50
Π3	6.00	4.50	4.50	0.75	0.81	0.63	0.67	0.50
Π4	4.50	4.50	4.50	1.00	0.67	0.50	0.67	0.50
Π5	4.50	6.00	4.50	0.75	0.67	0.50	0.81	0.63
Π6	6.00	6.00	6.00	1.00	0.67	0.50	0.67	0.50
Π7	6.00	6.00	6.00	1.00	0.67	0.50	0.67	0.50
Π8	4.50	6.00	4.50	0.75	0.67	0.50	0.81	0.63
Π9	4.50	4.50	4.50	1.00	0.67	0.50	0.67	0.50
Π10	6.00	4.50	4.50	0.75	0.81	0.63	0.67	0.50
Π11	6.00	4.50	4.50	0.75	0.81	0.63	0.67	0.50
Π12	4.50	4.50	4.50	1.00	0.67	0.50	0.67	0.50

Πίνακας Α.5 Ισοδύναμα φορτία τετραερείστων πλακών (τυπικού ορόφου)

	Q_1	Q_2	Διεύθυνση x-x				Διεύθυνση y-y			
	$g+p/2$	$p/2$	λQ_1	λQ_2	κQ_1	κQ_2	λQ_1	λQ_2	κQ_1	κQ_2
Π1	1.431	0.225	0.959	0.151	0.716	0.113	0.959	0.151	0.716	0.113
Π2	1.431	0.225	1.159	0.182	0.902	0.142	0.959	0.151	0.716	0.113
Π3	1.431	0.225	1.159	0.182	0.902	0.142	0.959	0.151	0.716	0.113
Π4	1.431	0.225	0.959	0.151	0.716	0.113	0.959	0.151	0.716	0.113
Π5	1.431	0.225	0.959	0.151	0.716	0.113	1.159	0.182	0.902	0.142
Π6	1.908	0.300	1.278	0.201	0.954	0.150	1.278	0.201	0.954	0.150
Π7	1.908	0.300	1.278	0.201	0.954	0.150	1.278	0.201	0.954	0.150
Π8	1.431	0.225	0.959	0.151	0.716	0.113	1.159	0.182	0.902	0.142
Π9	1.431	0.225	0.959	0.151	0.716	0.113	0.959	0.151	0.716	0.113
Π10	1.431	0.225	1.159	0.182	0.902	0.142	0.959	0.151	0.716	0.113
Π11	1.431	0.225	1.159	0.182	0.902	0.142	0.959	0.151	0.716	0.113
Π12	1.431	0.225	0.959	0.151	0.716	0.113	0.959	0.151	0.716	0.113

Πίνακας Α.6 Ισοδύναμα φορτία τετραερείστων πλακών (δώματος)

	Q_1	Q_2	Διεύθυνση x-x				Διεύθυνση y-y			
	$g+p/2$	$p/2$	λQ_1	λQ_2	κQ_1	κQ_2	λQ_1	λQ_2	κQ_1	κQ_2
Π1	1.319	0.225	0.883	0.151	0.659	0.113	0.883	0.151	0.659	0.113
Π2	1.319	0.225	1.068	0.182	0.831	0.142	0.883	0.151	0.659	0.113
Π3	1.319	0.225	1.068	0.182	0.831	0.142	0.883	0.151	0.659	0.113
Π4	1.319	0.225	0.883	0.151	0.659	0.113	0.883	0.151	0.659	0.113
Π5	1.319	0.225	0.883	0.151	0.659	0.113	1.068	0.182	0.831	0.142
Π6	1.758	0.300	1.178	0.201	0.879	0.150	1.178	0.201	0.879	0.150
Π7	1.758	0.300	1.178	0.201	0.879	0.150	1.178	0.201	0.879	0.150
Π8	1.319	0.225	0.883	0.151	0.659	0.113	1.068	0.182	0.831	0.142
Π9	1.319	0.225	0.883	0.151	0.659	0.113	0.883	0.151	0.659	0.113
Π10	1.319	0.225	1.068	0.182	0.831	0.142	0.883	0.151	0.659	0.113
Π11	1.319	0.225	1.068	0.182	0.831	0.142	0.883	0.151	0.659	0.113
Π12	1.319	0.225	0.883	0.151	0.659	0.113	0.883	0.151	0.659	0.113

Φορτία δοκών

Τα φορτία των δοκών αποτελούνται γενικώς από τα φορτία λόγω ιδίου βάρους, φορτία λόγω τοιχοπληρώσεων (στην παρούσα εργασία μόνο στις περιμετρικές δοκούς, καθ' ότι τα φορτία των εσωτερικών χωρισμάτων λήφθηκαν υπόψη ως ομοιόμορφο φορτίο στις πλάκες βλ. Πίνακα 2.1) και τέλος στα φορτία που μεταβιβάζονται από τις πλάκες και τα μπαλκόνια, όπως περιγράφεται αναλυτικά παραπάνω (βλ. ενότητα 2.3.1).

Το ίδιο βάρος της δοκού γενικώς είναι άγνωστο στην αρχή των υπολογισμών, διότι δεν είναι γνωστές εκ των πρότερων οι διαστάσεις της. Για συνήθη οικοδομικά έργα με συνήθη ανοίγματα δοκών, το φορτίο αυτό δύναται να ληφθεί ίσο με $150\sim 250\text{kg/m}$, ανάλογα με το πάχος της κρέμασης. Για πάχος $b_0=15\text{cm}$, το φορτίο αυτό λαμβάνεται ίσο με 150kg/m ενώ για πάχος $b_0=20\text{cm}$, 200kg/m και για $b_0=25\text{cm}$, 250kg/m .

Στην προκειμένη εργασία, τα φορτία των μπατικών τοιχοπληρώσεων λήφθηκαν ίσα με 600kg/m για δοκούς σε πλευρά του κτιρίου που διαθέτει μπαλκόνι και 750kg/m σε όλες τις δοκούς της πλευράς του κτιρίου που δεν διαθέτει μπαλκόνι (εν προκειμένω στις δοκούς Δ13 έως Δ16). Οι τιμές αυτές λήφθηκαν λαμβάνοντας υπόψη φορτίο 360kg/m^2 όψεως, μέσο καθαρό ύψος ορόφου 2.4m , και, τέλος, την ύπαρξη διαφόρων ανοιγμάτων (πόρτες-παράθυρα). Όλοι οι πρόβολοι έχουν καθαρό πλάτος 1.20m μεταβιβάζοντας έτσι συνολικό φορτίο $1.20\cdot 0.995=1.19\text{t/m}$ στις αντίστοιχες δοκούς (βλ. σκαρίφημα κάτοψης Σχήμα 2.1).

Βάσει όλων των ανωτέρω, στους Πίνακες 2.3 και 2.4 παρουσιάζονται τα υπολογισθέντα φορτία σχεδιασμού των δοκών του τυπικού ορόφου, ενώ στους Πίνακες 2.5 και 2.6 παρουσιάζονται τα φορτία σχεδιασμού των δοκών του δώματος. Κατ' αντιστοιχία με την ανάλυση των πλακών, το συνολικό φορτίο $g+p$, χωρίσθηκε σε $g+\frac{1}{2}p$ και $\pm\frac{1}{2}p$ προκειμένου να ληφθούν υπόψη δυσμενείς φορτίσεις επί των δοκών.

Συνεργαζόμενα πλάτη δοκών

Για τον καθορισμό των διαστάσεων και τον έλεγχο των αναπτυσσόμενων τάσεων δύναται να λαμβάνεται υπόψη ως συνεργαζόμενη προς τη νεύρωση (πλάτος δοκού) λωρίδα πλακός πλάτους b σύμφωνα με τα παρακάτω (βλ. Β.Δ 1954 άρθρ. 57(2)) :

α) Για δοκό χωρίς νευρώσεις με πλάκα εκατέρωθεν $b = 12 \cdot d + b_0$ και όχι μεγαλύτερο της αποστάσεως των μέσων των δυο εκατέρωθεν ανοιγμάτων (πλακών), ούτε του μισού του θεωρητικού ανοίγματος της δοκού.

β) Για δοκό χωρίς νευρώσεις με πλάκα μόνο κατά τη μια πλευρά $b = 4.5 \cdot d + b_1$ και όχι μεγαλύτερο του μισού της ελεύθερης αποστάσεως των νευρώσεων αυξημένης κατά b_1 , ούτε μεγαλύτερο του ενός τετάρτου του θεωρητικού ανοίγματος της δοκού.

Στις παραπάνω σχέσεις b είναι το συνεργαζόμενο πλάτος, d είναι το πάχος της πλάκας, b_o είναι το πλάτος της κρέμασης της δοκού και $b_1 = b_o + l_{\text{προβόλου}}$ το πλάτος της κρέμασης της δοκού αυξημένο κατά ελεύθερο μήκος προβόλου σε περίπτωση που υπάρχει μπαλκόνι.

Για τον υπολογισμό των υπερστατικών μεγεθών και των ελαστικών παραμορφώσεων το συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας θα λαμβάνεται σύμφωνα με τα παρακάτω :

α) Για δοκό χωρίς νευρώσεις με πλάκα εκατέρωθεν $b = 6 \cdot d + b_o$ και όχι μεγαλύτερο της αποστάσεως των μέσων των δυο εκατέρωθεν ανοιγμάτων (πλακών).

β) Για δοκό χωρίς νευρώσεις με πλάκα μόνο κατά τη μια πλευρά $b = 2.25 \cdot d + b_1$ και όχι μεγαλύτερο του μισού της ελεύθερης αποστάσεως των νευρώσεων αυξημένης κατά b_1 .

Πίνακας Α.7 Φορτία σχεδιασμού q_m [t/m] των δοκών του τυπικού ορόφου

Δ1		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.959			1.835
	±½p			0.151			0.151
Δ2		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	1.159		0.766	2.801
	±½p			0.182		0.300	0.482
Δ3		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	1.159		0.766	2.801
	±½p			0.182		0.300	0.482
Δ4		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.959			1.835
	±½p			0.151			0.151
Δ5,Δ9		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.959	0.959		2.194
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ6,Δ10		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		1.159	1.278		2.713
	±½p			0.182	0.201		0.383
Δ7,Δ11		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		1.159	1.278		2.713
	±½p			0.182	0.201		0.383
Δ8,Δ12		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.959	0.959		2.194
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ13		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.750	0.959			1.985
	±½p			0.151			0.151
Δ14		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.750	1.159			2.185
	±½p			0.182			0.182
Δ15		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.750	1.159			2.185
	±½p			0.182			0.182
Δ16		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.750	0.959			1.985
	±½p			0.151			0.151
Δ17,29		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.959		0.766 (στα L/2)	2.601
	±½p			0.151		0.300 (στα L/2)	0.451
Δ18,30		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	1.159		0.766	2.801
	±½p			0.182		0.300	0.482
Δ19,31		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.959		0.766 (στα L/2)	2.601
	±½p			0.151		0.300 (στα L/2)	0.451
Δ20,26		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.959	0.959		2.194
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ21,27		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		1.159	1.278		2.713
	±½p			0.182	0.201		0.383
Δ22,28		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.959	0.959		2.194
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ23		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.959	0.959		2.194
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ24		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		1.278	1.278		2.832
	±½p			0.201	0.201		0.402
Δ25		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.959	0.959		2.194
	±½p			0.151	0.151		0.302

Πίνακας Α.8 Φορτία σχεδιασμού q_d [t/m] των δοκών του τυπικού ορόφου

Δ1		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.716			1.592
	±½p			0.113			0.113
Δ2		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.902		0.766	2.544
	±½p			0.142		0.300	0.442
Δ3		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.902		0.766	2.544
	±½p			0.142		0.300	0.442
Δ4		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.716			1.592
	±½p			0.113			0.113
Δ5,Δ9		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.716	0.716		1.708
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ6,Δ10		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.902	0.954		2.132
	±½p			0.142	0.150		0.292
Δ7,Δ11		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.902	0.954		2.132
	±½p			0.142	0.150		0.292
Δ8,Δ12		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.716	0.716		1.708
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ13		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.750	0.716			1.742
	±½p			0.113			0.113
Δ14		ίδιο βάρος	Τοίχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.750	0.902			1.928
	±½p			0.142			0.142
Δ15		ίδιο βάρος	Τοίχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.750	0.902			1.928
	±½p			0.142			0.142
Δ16		ίδιο βάρος	Τοίχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.750	0.716			1.742
	±½p			0.113			0.113
Δ17,29		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.716		0.766 (στα L/2)	2.358
	±½p			0.113		0.300 (στα L/2)	0.413
Δ18,30		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.902		0.766	2.544
	±½p			0.142		0.300	0.442
Δ19,31		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.600	0.716		0.766 (στα L/2)	2.358
	±½p			0.113		0.300 (στα L/2)	0.413
Δ20,26		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.716	0.716		1.708
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ21,27		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.902	0.954		2.132
	±½p			0.142	0.150		0.292
Δ22,28		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.716	0.716		1.708
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ23		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.716	0.716		1.708
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ24		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.954	0.954		2.184
	±½p			0.150	0.150		0.300
Δ25		ίδιο βάρος	τοιχος	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.716	0.716		1.708
	±½p			0.113	0.113		0.226

Πίνακας Α.9 Φορτία σχεδιασμού q_M [t/m] των δοκών του δώματος

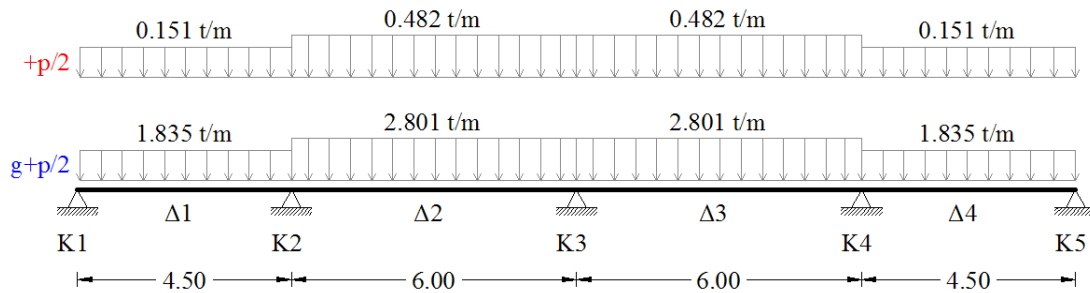
Δ1		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.883			1.459
	±½p			0.151			0.151
Δ2		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	1.068		0.766	2.410
	±½p			0.182		0.300	0.482
Δ3		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	1.068		0.766	2.410
	±½p			0.182		0.300	0.482
Δ4		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.883			1.459
	±½p			0.151			0.151
Δ5,Δ9		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.883	0.883		2.042
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ6,Δ10		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		1.068	1.178		2.522
	±½p			0.182	0.201		0.383
Δ7,Δ11		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		1.068	1.178		2.522
	±½p			0.182	0.201		0.383
Δ8,Δ12		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.883	0.883		2.042
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ13		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.883			1.459
	±½p			0.151			0.151
Δ14		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	1.068			1.644
	±½p			0.182			0.182
Δ15		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	1.068			1.644
	±½p			0.182			0.182
Δ16		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.883			1.459
	±½p			0.151			0.151
Δ17,29		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.883		0.766 (στα L/2)	2.225
	±½p			0.151		0.300 (στα L/2)	0.451
Δ18,30		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	1.068		0.766	2.410
	±½p			0.182		0.300	0.482
Δ19,31		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.883		0.766 (στα L/2)	2.225
	±½p			0.182		0.300 (στα L/2)	0.451
Δ20,26		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.883	0.883		2.042
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ21,27		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		1.068	1.178		2.522
	±½p			0.182	0.201		0.383
Δ22,28		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.883	0.883		2.042
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ23		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.883	0.883		2.042
	±½p			0.151	0.151		0.302
Δ24		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		1.178	1.178		2.632
	±½p			0.201	0.201		0.402
Δ25		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.883	0.883		2.042
	±½p			0.151	0.151		0.302

Πίνακας Α.10 Φορτία σχεδιασμού q_Q [t/m] των δοκών του δώματος

Δ1		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.659			1.235
	±½p			0.113			0.113
Δ2		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.831		0.766	2.173
	±½p			0.142		0.300	0.442
Δ3		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.831		0.766	2.173
	±½p			0.142		0.300	0.442
Δ4		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.659			1.235
	±½p			0.113			0.113
Δ5,Δ9		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.659	0.659		1.594
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ6,Δ10		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.831	0.879		1.986
	±½p			0.142	0.150		0.292
Δ7,Δ11		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.831	0.879		1.986
	±½p			0.142	0.150		0.292
Δ8,Δ12		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.659	0.659		1.594
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ13		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.659			1.235
	±½p			0.113			0.113
Δ14		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.831			1.407
	±½p			0.142			0.142
Δ15		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.831			1.407
	±½p			0.142			0.142
Δ16		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.659			1.235
	±½p			0.113			0.113
Δ17,29		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.659		0.766 (στα L/2)	2.001
	±½p			0.113		0.300 (στα L/2)	0.413
Δ18,30		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.831		0.766	2.173
	±½p			0.142		0.300	0.442
Δ19,31		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276	0.300	0.659		0.766 (στα L/2)	2.001
	±½p			0.113		0.300 (στα L/2)	0.413
Δ20,26		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.659	0.659		1.594
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ21,27		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.831	0.879		1.986
	±½p			0.142	0.150		0.292
Δ22,28		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.659	0.659		1.594
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ23		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.659	0.659		1.594
	±½p			0.113	0.113		0.226
Δ24		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.879	0.879		2.034
	±½p			0.150	0.150		0.300
Δ25		ίδιο βάρος	στηθαίο	πλάκα-Πα	πλάκα-Πβ	μπαλκόνι	Σύνολο
	g+½p	0.276		0.659	0.65		1.594
	±½p			0.113	0.113		0.226

ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΤΟΥ ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ**Συνεχής δοκός Δ1-Δ2-Δ3-Δ4**

Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο στατικός υπολογισμός και η διαστασιολόγηση της συνεχούς δοκού Δ1-Δ2-Δ3-Δ4 του Σχήματος Α.2.



Σχήμα Α.2 Γραμμικό μόρφωμα της δοκού (φορτία q_M)

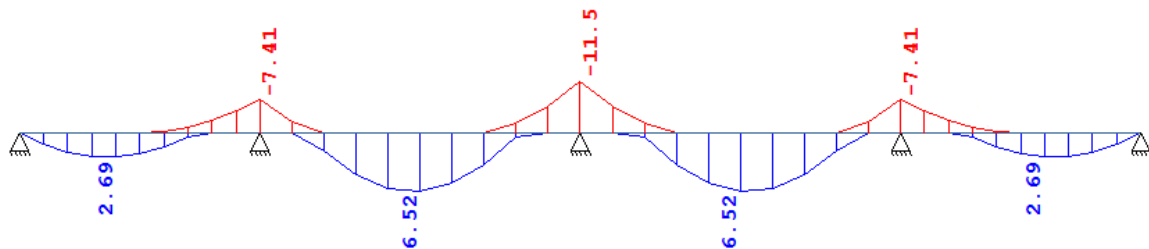
Δεδομένα προβλήματος (Δοκός 25/60):

B160, StI, πάχος πλάκας $d=0.14\text{m}$, πλάτος κρέμασης δοκού $b_0=0.25\text{m}$, ύψος $d_0=0.60\text{m}$

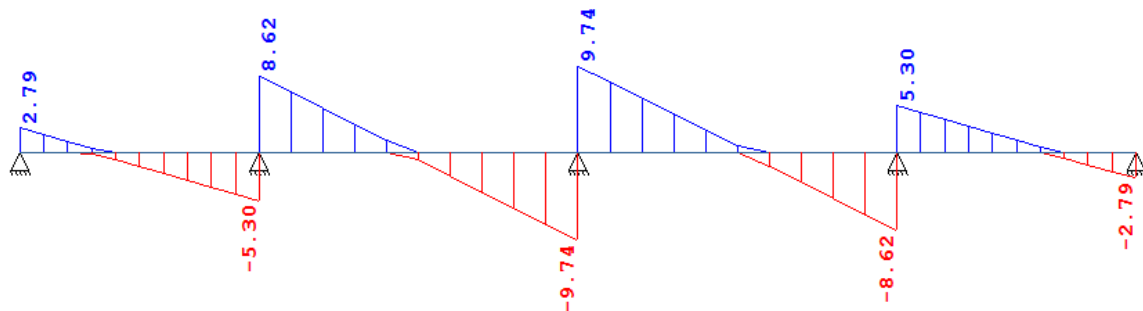
$$b^{\Delta 1}=b^{\Delta 4}=\min(4.5 \cdot d+b_0+l_{\pi p}, \frac{L}{4}, 0.5 \cdot l^1+0.5 \cdot b_0+l_{\pi p})=\min(0.88, 1.125, 2.375)=0.88\text{m}$$

$$b^{\Delta 2}=b^{\Delta 3}=\min(4.5 \cdot d+b_0+l_{\pi p}, \frac{L}{4}, 0.5 \cdot l^1+0.5 \cdot b_0+l_{\pi p})=\min(2.08, 1.5, 3.575)=1.5\text{m}$$

Στα Σχήματα Α.3 και Α.4 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες των ροπών και τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού της δοκού.



Σχήμα Α.3 Περιβάλλουσα μεγίστων ροπών κάμψης



Σχήμα Α.4 Περιβάλλουσα μεγίστων τεμνουσών δυνάμεων

Οι ροπές και τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού όπως προκύπτουν από τα παραπάνω διαγράμματα είναι :

$$\max M_{\Delta 1} = \max M_{\Delta 4} = 2.69 \text{ tm} , \min M^{\Delta 1-\Delta 2} = \min M^{\Delta 3-\Delta 4} = -7.41 \text{ tm} , \max M_{\Delta 2} = \max M_{\Delta 3} = 6.52 \text{ tm} , \\ \min M^{\Delta 2-\Delta 3} = -11.5 \text{ tm}$$

$$V_{\Delta 1}^{\text{αριστερά}} = 2.79 \text{ t} , V_{\Delta 1}^{\text{δεξιά}} = -5.30 \text{ t} , V_{\Delta 2}^{\text{αριστερά}} = 8.62 \text{ t} , V_{\Delta 2}^{\text{δεξιά}} = -9.74 \text{ t} ,$$

$$V_{\Delta 3}^{\text{αριστερά}} = 9.74 \text{ t} , V_{\Delta 3}^{\text{δεξιά}} = -8.62 \text{ t} , V_{\Delta 4}^{\text{αριστερά}} = 5.30 \text{ t} , V_{\Delta 4}^{\text{δεξιά}} = -2.79 \text{ t}$$

Απαιτούμενος οπλισμός ανοίγματος των δοκών Δ1 και Δ4 :

Ο λόγος b/b_o είναι ίσος με $0.88/0.25 = 3.52 < 5$ συνεπώς γίνεται πλήρης εκμετάλλευση των επιτρεπόμενων τάσεων του σκυροδέματος λόγω του μικρού πλάτους του πάνω πέλματος. Ο υπολογισμός των θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος θα γίνει με βάση διατομή ισοδύναμου πλάτους $b_i = \lambda b$ και ύψους $k_x h$. Για λόγο $b/b_o \approx 3.5$ και $d/k_x h \approx 1.00$ από πίνακα προκύπτει $\lambda = 1.00$.

$$M = 2.690 \text{ tm} , k_h = h : \sqrt{M/b_i} = 57 : \sqrt{2.690/0.88} = 32.60 , \sigma_b = 30.00 < 60.00 \text{ kg/cm}^2$$

Για $\sigma_b = 30.00 \text{ kg/cm}^2$ προκύπτει $k_x = 0.24$ συνεπώς το ύψος της θλιβόμενης ζώνης προκύπτει ίσο με $k_x h = 0.24 \cdot 57 = 13.68 \text{ cm}$ εντός του πάχους της πλάκας, συνεπώς δεν χρειάζεται περαιτέρω δοκιμή υπολογισμού νέου λ . $k_e = 0.78$.

$$F_e = k_e \cdot (M/h) = 0.78 \cdot (2.69/0.57) = 3.68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Τοποθετούνται } 2\Phi 12 \text{ και } 2\Phi 10 (3.90 \text{ cm}^2)$$

Απαιτούμενος οπλισμός ανοίγματος των δοκών Δ2 και Δ3 :

Ο λόγος b/b_o είναι ίσος με $1.50/0.25 = 6 > 5$ συνεπώς η συμβολή του κορμού προς παραλαβή θλιπτικών τάσεων είναι περιορισμένη και αγνοείται. Εν τοιαύτη περιπτώσει ισχύει.

$$M = 6.520 \text{ tm} , k_h = h \cdot \sqrt{b/2M} = 57 \cdot \sqrt{1.5/2 \cdot 6.520} = 19.33 , \sigma_b = 30.00 < 60.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{M_e}{(h - \frac{d}{2}) \cdot \sigma_e} = \frac{6.520}{(0.57 - \frac{0.14}{2}) \cdot 1.40} = 9.31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Τοποθετούνται } 4\Phi 18 (10.20 \text{ cm}^2)$$

Απαιτούμενος οπλισμός στηρίξεων Δ1-Δ2 & Δ3-Δ4 :

Η διατομή στη στήριξη υπολογίζεται ως ορθογωνική και ισχύουν τα παρακάτω με πλάτος θλιβόμενης ζώνης το $b_o = 0.25 \text{ m}$.

$$M = 0.9 \cdot 7.410 = 6.670 \text{ tm} , k_h = h : \sqrt{M/b} = 57 : \sqrt{6.670/0.25} = 11.04 , \sigma_b = 60 < 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

$F_e = k_e \cdot (M/h) = 0.82 \cdot (6.67/0.57) = 9.59 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Υπάρχον οπλισμός, 2Φ12 από το άνοιγμα της δοκού Δ1, 2Φ18 από το άνοιγμα της δοκού Δ2, τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός 2Φ12 ($5.1+2.3+2.3=9.70 \text{ cm}^2$)

Απαιτούμενος οπλισμός στήριξης Δ2-Δ3 :

$$M = 0.9 \cdot 11.50 = 10.35 \text{ tm}, k_h = h \cdot \sqrt{M/b} = 57 \cdot \sqrt{10.35/0.25} = 8.85, \sigma_b = 69.00 < 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

$F_e = k_e \cdot (M/h) = 0.83 \cdot (10.35/0.57) = 15.07 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Υπάρχον οπλισμός, 2Φ18 από το άνοιγμα της δοκού Δ2, 2Φ18 από το άνοιγμα της δοκού Δ3, τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός 2Φ18 ($5.1+5.1+5.1=15.30 \text{ cm}^2$).

Υπολογισμός σε διάτμηση :

$$\tau_{\Delta 1}^{\text{αριστερά}} = \frac{2790}{0.87 \cdot 57 \cdot 25} = 2.25 \text{ kgr/cm}^2 < 6.00 \text{ kgr/cm}^2$$

$$\tau_{\Delta 1}^{\text{δεξιά}} = \frac{5300}{0.87 \cdot 57 \cdot 25} = 4.28 \text{ kgr/cm}^2 < 6.00 \text{ kgr/cm}^2$$

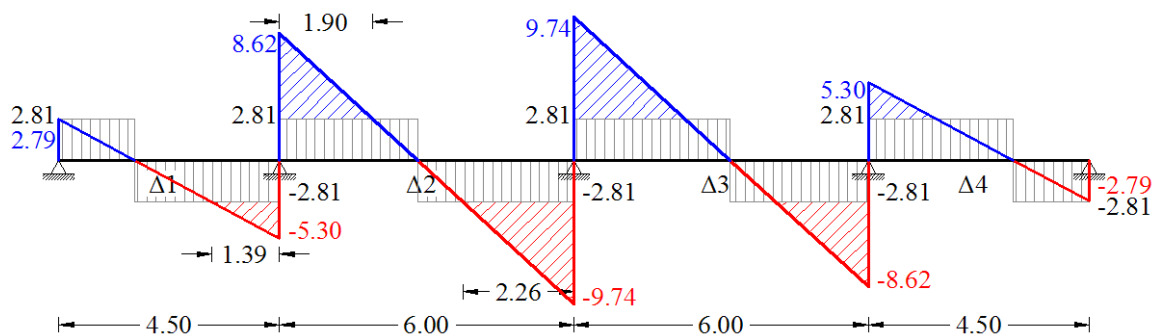
$$\tau_{\Delta 2}^{\text{αριστερά}} = \frac{8620}{0.87 \cdot 57 \cdot 25} = 6.95 \text{ kgr/cm}^2 > 6.00 \text{ kgr/cm}^2$$

$$\tau_{\Delta 2}^{\text{δεξιά}} = \frac{9740}{0.87 \cdot 57 \cdot 25} = 7.86 \text{ kgr/cm}^2 > 6.00 \text{ kgr/cm}^2$$

Όλες οι παραπάνω τιμές είναι μικρότερες από την μέγιστη ανεκτή τάση $\tau_o = 16.00 \text{ kgr/cm}^2$, συνεπώς δεν απαιτείται αλλαγή διαστάσεων στις διατομές.

Τοποθετούνται τσέρκια Φ8/25, η τέμνουσα δύναμη που παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση ίση με :

$$Q_b = \frac{\sigma_e \cdot f_b \cdot z}{e} = \frac{1.40 \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot 0.8^2}{4} \right) \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot 57 \right)}{25} = 2.81 \text{ t}$$



Σχήμα Α.5 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (σε t) για τον υπολογισμό των απαιτούμενων λοξών οπλισμών διάτμησης

Ο απαιτούμενος διαγώνιος οπλισμός προκύπτει από τα γραμμοσκιασμένα (χρώματος μπλε και κόκκινου) εμβαδά του διαγράμματος τεμνουσών δυνάμεων.

$$\text{Δοκός Δ1}^{\text{δεξιά}}: F_Q = 1.39 \frac{(5.30 - 2.81)}{2} = 1.73 \text{ tm}$$

$$F_s = \frac{F_Q}{\sigma_e \cdot z \cdot \sqrt{2}} = \frac{173}{1.4 \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot 57\right) \cdot \sqrt{2}} = 1.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{υπάρχον λοξός οπλισμός } 2\Phi 12 \text{ και } 2\Phi 12$$

$(2.3 + 2.3 = 4.6 \text{ cm}^2)$ συνεπώς η απαίτηση οπλισμού καλύπτεται

$$\text{Δοκός Δ2}^{\text{αριστερά}}: F_Q = 1.90 \frac{(8.62 - 2.81)}{2} = 5.52 \text{ tm}$$

$$F_s = \frac{F_Q}{\sigma_e \cdot z \cdot \sqrt{2}} = \frac{552}{1.4 \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot 57\right) \cdot \sqrt{2}} = 5.59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{υπάρχον λοξός οπλισμός } 2\Phi 18 \text{ και } 2\Phi 12$$

$(5.1 + 2.3 = 7.4 \text{ cm}^2)$ συνεπώς η απαίτηση οπλισμού καλύπτεται

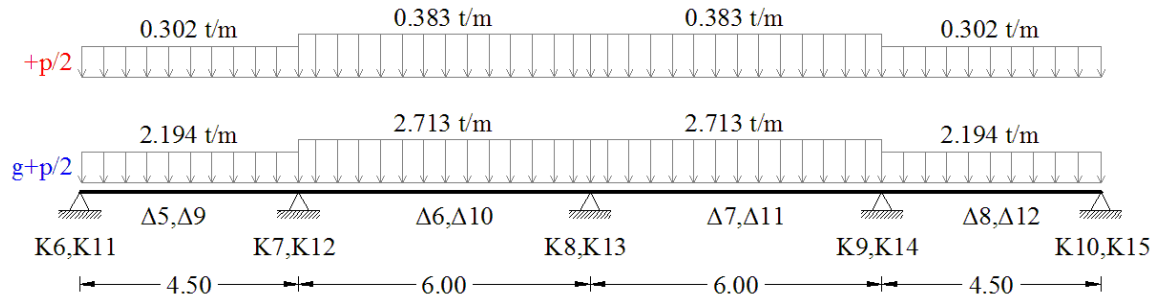
$$\text{Δοκός Δ2}^{\text{δεξιά}}: F_Q = 2.26 \frac{(9.74 - 2.81)}{2} = 7.83 \text{ tm}$$

$$F_s = \frac{F_Q}{\sigma_e \cdot z \cdot \sqrt{2}} = \frac{783}{1.4 \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot 57\right) \cdot \sqrt{2}} = 7.93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{υπάρχον λοξός οπλισμός } 2\Phi 18 \text{ και } 2\Phi 18$$

$(5.1 + 5.1 = 10.2 \text{ cm}^2)$ συνεπώς η απαίτηση καλύπτεται.

Συνεχής δοκός Δ5-Δ6-Δ7-Δ8 (& Δ9-Δ10-Δ11-Δ12)

Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο στατικός υπολογισμός και η διαστασιολόγηση της συνεχούς δοκού Δ5-Δ6-Δ7-Δ8 όμοια της οποίας είναι και η Δ9-Δ10-Δ11-Δ12. Στο Σχήμα Α.6 παρουσιάζονται τα φορτία q_M της δοκού, από τα οποία λαμβάνοντας υπόψη δυσμένειες φορτίσεων (όπως άλλωστε έγινε και για τη διαστασιολόγηση των πλακών) προκύπτουν τα διαγράμματα ροπών κάμψης για τον υπολογισμό του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού.



Σχήμα Α.6 Γραμμικό μόρφωμα της δοκού (φορτία q_M)

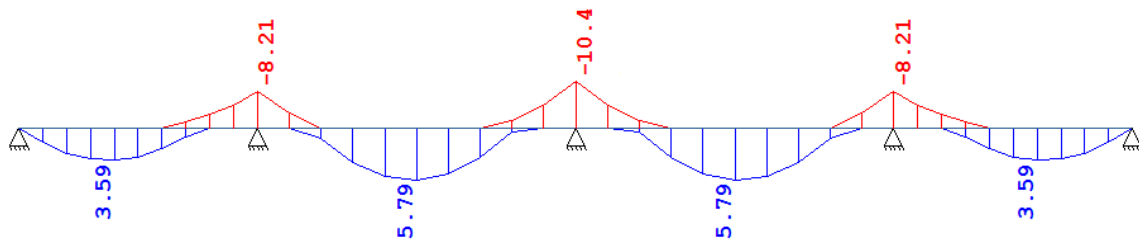
Δεδομένα προβλήματος (Δοκός 25/60):

B160, StI, πάχος πλάκας $d=0.14\text{m}$, πλάτος κρέμασης δοκού $b_0=0.25\text{m}$, ύψος $d_0=0.60\text{m}$

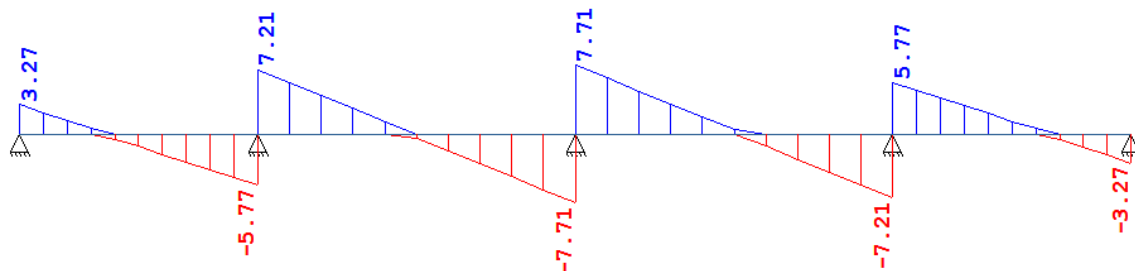
$$b^{\Delta 5, \Delta 9}=b^{\Delta 8, 12}=\min(12 \cdot d+b_0, \frac{L}{2}, 0.5 \cdot l^l+0.5 \cdot l^r)=\min(1.93, 2.25, 5.25)=1.93\text{m}$$

$$b^{\Delta 6, \Delta 7}=b^{\Delta 10, \Delta 11}=\min(12 \cdot d+b_0, \frac{L}{2}, 0.5 \cdot l^l+0.5 \cdot l^r)=\min(1.93, 3.00, 5.25)=1.93\text{m}$$

Στα Σχήματα Α.7 και Α.8 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες των ροπών και τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού της δοκού.



Σχήμα Α.7 Περιβάλλουσα μεγίστων ροπών κάμψης σε (tm)



Σχήμα Α.8 Περιβάλλουσα μεγίστων τεμνουσών δυνάμεων σε (t)

Οι ροπές και τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού όπως προκύπτουν από τα παραπάνω διαγράμματα είναι :

$$\max M_{\Delta 5} = \max M_{\Delta 8} = 3.59 \text{ tm} , \quad \min M^{\Delta 5-\Delta 6} = \min M^{\Delta 7-\Delta 8} = -8.21 \text{ tm} , \quad \max M_{\Delta 6} = \max M_{\Delta 7} = 5.79 \text{ tm} , \\ \min M^{\Delta 6-\Delta 7} = -10.4 \text{ tm}$$

$$V_{\Delta 5}^{\text{αριστερά}} = 3.27 \text{ t} , \quad V_{\Delta 5}^{\text{δεξιά}} = -5.77 \text{ t} , \quad V_{\Delta 6}^{\text{αριστερά}} = 7.21 \text{ t} , \quad V_{\Delta 6}^{\text{δεξιά}} = -7.71 \text{ t} ,$$

$$V_{\Delta 7}^{\text{αριστερά}} = 7.71 \text{ t} , \quad V_{\Delta 7}^{\text{δεξιά}} = -7.21 \text{ t} , \quad V_{\Delta 8}^{\text{αριστερά}} = 5.77 \text{ t} , \quad V_{\Delta 8}^{\text{δεξιά}} = -3.27 \text{ t}$$

Απαιτούμενος οπλισμός ανοίγματος των δοκών Δ5 και Δ8 :

Ο λόγος b/b_o είναι ίσος με $1.93/0.25 = 7.72 > 5$ συνεπώς η συμβολή του κορμού προς παραλαβή θλιπτικών τάσεων είναι περιορισμένη και αγνοείται. Εν τοιαύτη περιπτώσει ισχύει.

$$M = 3.590 \text{ tm} , \quad k_h = h \cdot \sqrt{b/2M} = 57 \cdot \sqrt{1.93/2 \cdot 3.590} = 29.55 , \quad \sigma_b = 30.00 < 60.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{M_e}{(h - \frac{d}{2}) \cdot \sigma_e} = \frac{3.590}{(0.57 - \frac{0.14}{2}) \cdot 1.40} = 5.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Τοποθετούνται } 2\Phi 12 \text{ και } 2\Phi 14 (5.40 \text{ cm}^2)$$

Απαιτούμενος οπλισμός ανοίγματος των δοκών Δ6 και Δ7:

Ο λόγος b/b_o είναι ίσος με $1.93/0.25 = 7.72 > 5$ συνεπώς η συμβολή του κορμού προς παραλαβή θλιπτικών τάσεων είναι περιορισμένη και αγνοείται. Εν τοιαύτη περιπτώσει ισχύει.

$$M = 5.790 \text{ tm} , \quad k_h = h \cdot \sqrt{b/2M} = 57 \cdot \sqrt{1.93/2 \cdot 5.790} = 23.27 , \quad \sigma_b = 30.00 < 60.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{M_e}{(h - \frac{d}{2}) \cdot \sigma_e} = \frac{5.790}{(0.57 - \frac{0.14}{2}) \cdot 1.40} = 8.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Τοποθετούνται } 2\Phi 16 \text{ και } 2\Phi 18 (9.10 \text{ cm}^2)$$

Απαιτούμενος οπλισμός στηρίξεων Δ5-Δ6 & Δ7-Δ8 :

Η διατομή στη στήριξη υπολογίζεται ως ορθογωνική και ισχύουν τα παρακάτω με πλάτος θλιβόμενης ζώνης το $b_o = 0.25 \text{ m}$.

$$M = 0.9 \cdot 8.210 = 7.390 \text{ tm} , \quad k_h = h \cdot \sqrt{M/b} = 57 \cdot \sqrt{7.390/0.25} = 10.48 , \quad \sigma_b = 60 < 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

$F_e = k_e \cdot (M/h) = 0.82 \cdot (7.39/0.57) = 10.63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Υπάρχον οπλισμός, $2\Phi 14$ από το άνοιγμα της δοκού Δ5, $2\Phi 18$ από το άνοιγμα της δοκού Δ2, τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός $2\Phi 14$ ($3.1 + 5.1 + 3.1 = 11.30 \text{ cm}^2$)

Απαιτούμενος οπλισμός στήριξης Δ6-Δ7 :

$$M = 0.9 \cdot 10.40 = 9.36 \text{ tm} , \quad k_h = h \cdot \sqrt{M/b} = 57 \cdot \sqrt{9.36/0.25} = 9.32 , \quad \sigma_b = 65.27 < 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

$F_e = k_e \cdot (M/h) = 0.83 \cdot (9.32/0.57) = 13.56 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Υπάρχον οπλισμός, 2Φ18 από το άνοιγμα της δοκού Δ6, 2Φ18 από το άνοιγμα της δοκού Δ7, τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός 2Φ16 ($5.1+5.1+4.0=14.20 \text{ cm}^2$).

Υπολογισμός σε διάτμηση :

$$\tau_{\Delta 5}^{\text{αριστερά}} = \frac{3270}{0.87 \cdot 57 \cdot 25} = 2.64 \text{ kgr/cm}^2 < 6.00 \text{ kgr/cm}^2$$

$$\tau_{\Delta 5}^{\text{δεξιά}} = \frac{5770}{0.87 \cdot 57 \cdot 25} = 4.65 \text{ kgr/cm}^2 < 6.00 \text{ kgr/cm}^2$$

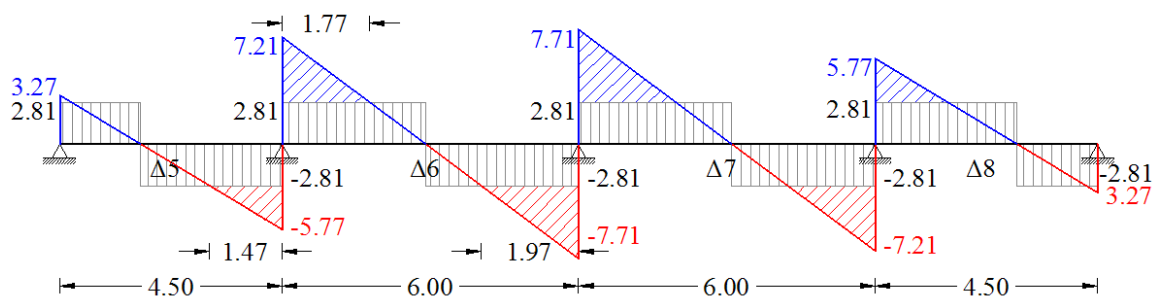
$$\tau_{\Delta 6}^{\text{αριστερά}} = \frac{7210}{0.87 \cdot 57 \cdot 25} = 5.82 \text{ kgr/cm}^2 < 6.00 \text{ kgr/cm}^2$$

$$\tau_{\Delta 6}^{\text{δεξιά}} = \frac{7710}{0.87 \cdot 57 \cdot 25} = 6.22 \text{ kgr/cm}^2 > 6.00 \text{ kgr/cm}^2$$

Όλες οι παραπάνω τιμές είναι μικρότερες από την μέγιστη ανεκτή τάση $\tau_o = 16.00 \text{ kgr/cm}^2$, συνεπώς δεν απαιτείται αλλαγή διαστάσεων στις διατομές.

Τοποθετούνται τσέρκια Φ8/25, η τέμνουσα δύναμη που παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση ίση με :

$$Q_b = \frac{\sigma_e \cdot f_b \cdot z}{e} = \frac{1.40 \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot 0.8^2}{4} \right) \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot 57 \right)}{25} = 2.81 \text{ t}$$



Σχήμα Α.9 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (σε t) για τον υπολογισμό των απαιτούμενων λοξών οπλισμών διάτμησης

Ο απαιτούμενος διαγώνιος οπλισμός προκύπτει από τα γραμμοσκιασμένα (χρώματος μπλε και κόκκινου) εμβαδά του διαγράμματος τεμνουσών δυνάμεων.

$$\text{Δοκός Δ1}^{\text{δεξιά}} : F_Q = 1.47 \frac{(5.77 - 2.81)}{2} = 2.18 \text{ tm}$$

$$F_s = \frac{F_Q}{\sigma_e \cdot z \cdot \sqrt{2}} = \frac{218}{1.4 \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot 57\right) \cdot \sqrt{2}} = 2.21 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{υπάρχον λοξός οπλισμός } 4\Phi 14 \text{ (6.2 cm}^2\text{)}$$

συνεπώς η απαίτηση καλύπτεται

$$\text{Δοκός Δ2}^{\text{αριστερά}}: F_Q = 1.77 \frac{(7.21 - 2.81)}{2} = 3.89 \text{ tm}$$

$$F_s = \frac{F_Q}{\sigma_e \cdot z \cdot \sqrt{2}} = \frac{389}{1.4 \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot 57\right) \cdot \sqrt{2}} = 3.94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{υπάρχον λοξός οπλισμός } 2\Phi 18 \text{ και } 2\Phi 14$$

(5.1+3.1=8.2 cm²) συνεπώς η απαίτηση καλύπτεται

$$\text{Δοκός Δ2}^{\text{δεξιά}}: F_Q = 1.97 \frac{(7.71 - 2.81)}{2} = 4.83 \text{ tm}$$

$$F_s = \frac{F_Q}{\sigma_e \cdot z \cdot \sqrt{2}} = \frac{483}{1.4 \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot 57\right) \cdot \sqrt{2}} = 4.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{υπάρχον λοξός οπλισμός } 2\Phi 18 \text{ και } 2\Phi 16$$

(5.1+4.0=9.1 cm²) συνεπώς η απαίτηση οπλισμού καλύπτεται.

Σε αντιστοιχία με τα παραπάνω πραγματοποιείται ο στατικός υπολογισμός όλων των υπολοίπων δοκών των ορόφων.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Σύμφωνα με το Άρθρο 6 (α,β) του Αντισεισμικού Κανονισμού, σε όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα που ανήκουν σε πλαίσια στην περιμέτρου του κτιρίου, πέραν του αντισεισμικού ελέγχου κατά την ακριβή μέθοδο (μέθοδος Ρουσόπουλου), θα εφαρμόζεται και πρόσθετος ειδικός αντισεισμικός έλεγχος όπως περιγράφεται στη συνέχεια. Σύμφωνα με τον ειδικό αυτό υπολογισμό, κάθε στοιχείο της περιμέτρου θα ελέγχεται και για δυνάμεις.

Σύμφωνα με το Άρθρο 6(α) του Αντισεισμικού Κανονισμού, καθένα από τα κατακόρυφα και οριζόντια φέροντα στοιχεία εξ οπλισμένου σκυροδέματος που ανήκουν στην περίμετρο του κτιρίου, θα ελέγχεται αφενός μεν βάση των εξαγομένων κατά την ακριβή μέθοδο αντισεισμικού υπολογισμού, αφετέρου δε βάση των εξαγομένων ειδικού αντισεισμικού υπολογισμού κατά τον οποίο θα παραλαμβάνει τα στατικά φορτία και οριζόντιες δυνάμεις ίσες προς $\varepsilon/2$ (όπου ε ο σεισμικός συντελεστής) της κατακόρυφου φορτίσεως πάντως όχι μεγαλύτερες από 0.06 της δράσης αυτής. Ο έλεγχος θα γίνεται

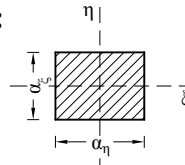
θεωρώντας εναλλασσόμενη σεισμική φόρτιση. Ο υπολογισμός αυτός δύναται να γίνει θεωρώντας κάθε υποστύλωμα ανεξάρτητο από το υπόλοιπο πλαίσιο.

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ (Μέθοδος Ρουσόπουλου)

Οι δείκτες αντιστάσεως των κατακορύφων στοιχείων για τον αντισεισμικό υπολογισμό λήφθηκαν ως εξής:

1. Για αμφίπακτο υποστύλωμα :

$$D_{\xi} = \frac{1}{\delta_{\xi}} \text{ όπου } \delta_{\xi} = \frac{1}{4} \cdot \frac{h^3}{3EI_{\eta}}$$



2. Για υποστύλωμα, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή πλαισιακής λειτουργίας :

$$D_{\xi} = \frac{1}{\delta_{\xi}} \text{ όπου } \delta_{\xi} = \lambda \cdot \frac{h^3}{3EI_{\eta}} \text{ και } \lambda = \frac{1}{4} \sim 1$$

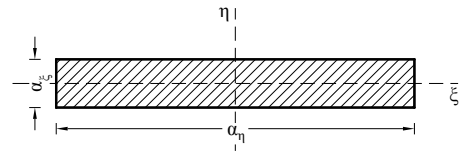
3. Για τοίχωμα (πάκτωση στον πόδα – άρθρωση στην κορυφή) :

α) Ισχυρή διεύθυνση του τοιχώματος:

$$D_{\xi} = \frac{1}{\delta_{\xi}} \text{ όπου } \delta_{\xi} = \frac{h^3}{3EI_{\eta}} + \frac{h}{GF}, \quad I_{\eta} = \frac{\alpha_{\eta} \alpha_{\xi}^3}{12}, \quad F' = \frac{5}{6} \cdot \alpha_{\xi} \cdot \alpha_{\eta}$$

β) Ασθενής διεύθυνση του τοιχώματος:

$$D_{\eta} = \frac{1}{\delta_{\eta}} \text{ όπου } \delta_{\eta} = \lambda \cdot \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I_{\xi}} \left(+ \frac{h}{GF} \right), \quad I_{\xi} = \frac{\alpha_{\xi} \cdot \alpha_{\eta}^3}{12}$$



$$\lambda = \frac{1}{4} \sim 1 \text{ (προτείνεται } \lambda = \frac{3}{4} \text{). Στα πλαίσια της παρούσης και προκειμένου για μια καλύτερη}$$

προσέγγιση των υπολογισμών της περιόδου εκείνης $\lambda=1$ και αγνοήθηκαν οι διατμητικές παραμορφώσεις της τιμής εντός της παρενθέσεως)

γ) Στρεπτική αντίσταση του τοιχώματος:

$$D_w = \frac{1}{\delta_w} \text{ όπου } \delta_w = \frac{48 \cdot \lambda \cdot h^3}{E \cdot \alpha_x^3 \cdot \alpha_y^3} \left(+ \frac{12 \cdot h}{\kappa \cdot G \cdot \alpha_x^3 \cdot \alpha_y} \right), \quad \lambda = \frac{3}{4}, \quad \kappa = \frac{5}{6} \text{ η στρεπτική αντίσταση των}$$

τοιχωμάτων αγνοήθηκε για λόγους ρεαλιστικότερης προσέγγισης των υπολογισμών που γινόντουσαν την περίοδο εκείνη.

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζεται ενδεικτικά ο αντισεισμικός υπολογισμός του ισογείου του κτιρίου 5ST-SYM. Με όμοιο τρόπο υπολογίστηκαν για σεισμικά φορτία όλοι οι υπόλοιποι όροφοι και τα υπόλοιπα κτίρια της παρούσης.