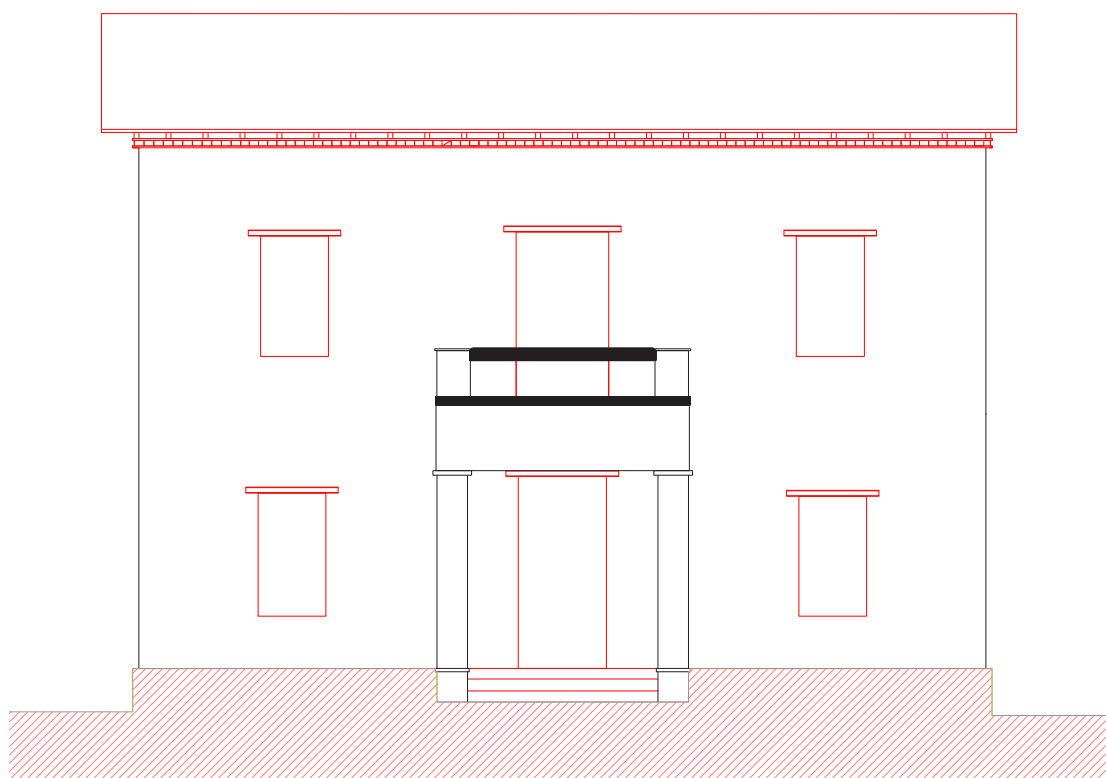




Μελέτη Εφαρμοσιμότητας του ΚΑΔΕΤ

2^ο παράδειγμα

Αθήνα, Μάιος 2018

Version 1.1.8

Ομάδα Μελέτης

Σπύρος Λιβιεράτος

Βασίλης Παπαρίζος

Ηλίας Γκιμούσης

Παναγής Λιβιεράτος

Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π

Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π, MSc

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π, MSc

Πολιτικός Μηχανικός Παν. Πατρών

Πίνακας περιεχομένων

1	Γενικά στοιχεία	4
1.1	Κανονιστικό Πλαίσιο	4
1.2	Ο φορέας του παραδείγματος	4
1.3	Επιλογή μεθόδου προσομοίωσης και ανάλυσης.....	7
1.4	Επιβαλλόμενα φορτία	8
1.5	Στάθμες επιτελεσματικότητας.....	11
2	Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας	12
2.1	Επιμέρους αντοχές υλικών.....	12
2.2	Προσδιορισμός αντοχών τοιχοποιίας.....	12
	2.2.1 Προσδιορισμός μέσης θλιπτικής αντοχής.....	12
	2.2.2 Προσδιορισμός συντελεστή ασφαλείας τοιχοποιίας	14
	2.2.3 Προσδιορισμός εφελκυστικής αντοχής	14
	2.2.4 Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας.....	14
3	Ελαστικά δυναμική ανάλυση	16
3.1	Μέθοδοι ανάλυσης.....	16
	3.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση	16
	3.1.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση	16
4	Μέθοδος του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q	19
4.1	Επιλογή ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς.....	19
4.2	Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ.....	20
	4.2.1 Δράση εντός επιπέδου	20
	4.2.2 Δράση εκτός επιπέδου	23
4.3	Στάθμη επιτελεσματικότητας DL.....	25
4.4	Στάθμη επιτελεσματικότητας SD	29
4.5	Στάθμη επιτελεσματικότητας NC	31
5	Μέθοδος των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m	33
5.1	Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ.....	33
	5.1.1 Δράση εντός επιπέδου	33
	5.1.2 Δράση εκτός επιπέδου	37
5.2	Στάθμη επιτελεσματικότητας DL.....	39
5.3	Στάθμη επιτελεσματικότητας SD	42
5.4	Στάθμη επιτελεσματικότητας NC	44
6	Ανελαστική στατική ανάλυση.....	46

6.1	Καμπύλη ικανότητας κτιρίου και στοχευόμενη μετακίνηση	46
6.2	Καμπύλη αντίστασης πεσσού.....	47
6.3	Λόγοι ανεπάρκειας πεσσών.....	49
7	Σύγκριση αποτελεσμάτων	50
8	Βιβλιογραφία	52

1

Γενικά στοιχεία

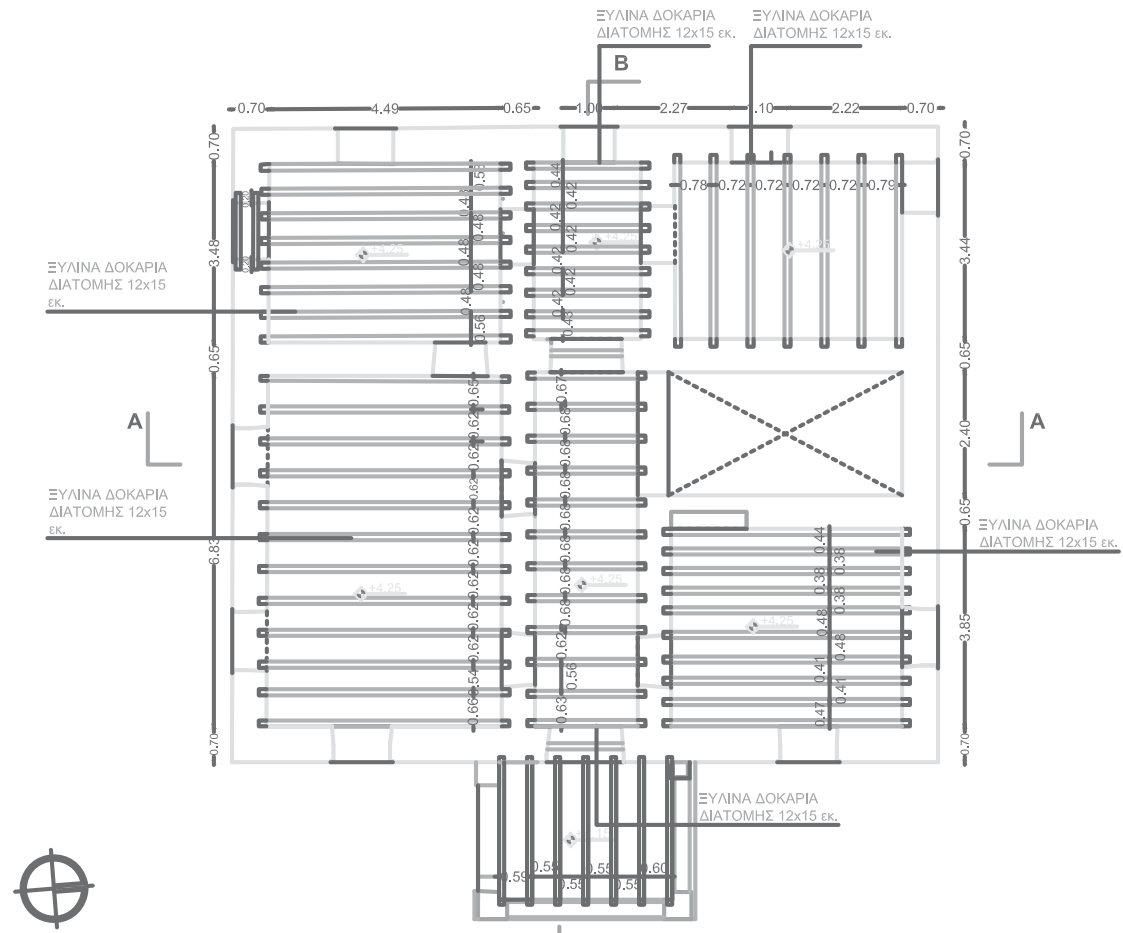
1.1 Κανονιστικό Πλαίσιο

Εφαρμόζονται οι διατάξεις των ακόλουθων Κανονισμών:

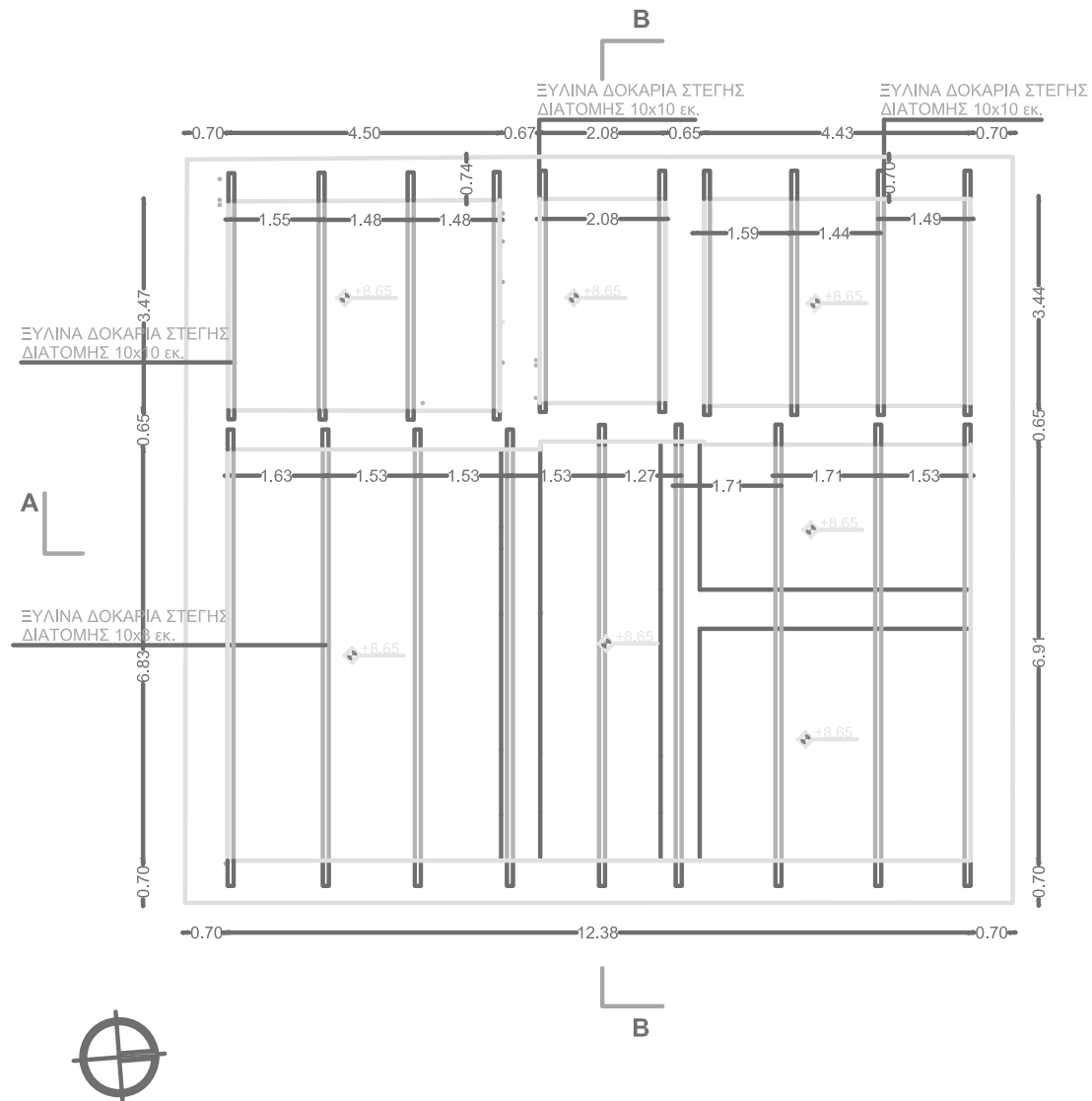
- **Ευρωκώδικας 1 (EN 1991)** για τον προσδιορισμό των τυχηματικών δράσεων
- **ΚΑΔΕΤ** (Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας) Σχέδιο.
- **Ευρωκώδικας 6 (EN 1996-1-1)** Υπολογισμός Κατασκευών από Τοιχοποιία και το αντίστοιχο Εθνικό προσάρτημα.
- **Ευρωκώδικας 8-1 (EN 1998-1)** Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
- **Ευρωκώδικας 8-3 (EN 1998-3)** Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις.
- **ΚΑΝΕΠΕ** (Κανονισμός Επεμβάσεων).

1.2 Ο φορέας του παραδείγματος

Η μελέτη αφορά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία από αργολιθοδομή σύμφωνα με το σχέδιο του ΚΑΔΕΤ (Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας). Η συνολική κατασκευή αποτελείται από ισόγειο και 1^ο όροφο σύμφωνα με το **Σχήμα 1.1** και το **Σχήμα 1.2**.



Σχήμα 1.1: Ξυλότυπος οροφής ισογείου, υψόμετρο οροφής ισογείου=4.25 m



Σχήμα 1.2: *Ευλότυπος οροφής ορόφου, υψόμετρο οροφής ορόφου=8.65 m*

1.3 Επιλογή μεθόδου προσομοίωσης και ανάλυσης

Στον Πίνακα 1.1 παρουσιάζονται οι προϋποθέσεις εφαρμογής όλων των μεθόδων ανάλυσης στον ΚΑΔΕΤ

Μέθοδοι Ανάλυσης	Ελάχιστη Επιτρεπόμενη Σ.Α.Δ.	Προσομοίωμα Ανάλυσης	Προϋποθέσεις Εφαρμογής	Κατηγορία Ανάλυσης
Ισοδύναμη στατική (§5.4)	Ανεκτή (§2.5.2α)	Ισοδύναμο πλαίσιο με μέθοδο q ή m	§5.3.3.3 • διαφραγματική λειτουργία • σταθερό μήκος πεσσού καθ' ύψος • (ύψος προς μήκος πεσσού) $h/l > 2$	A
		Π.Σ. με μέθοδο q ή m	§5.4.1 • Προκαταρκτικός έλεγχος για όλα τα κτίρια	B
Ελαστική δυναμική φάσματος απόκρισης (§5.5.1.1)	Ανεκτή (§2.5.2β)	Ισοδύναμο πλαίσιο με μέθοδο q ή m	§5.3.3.3 • διαφραγματική λειτουργία • σταθερό μήκος πεσσού καθ' ύψος • (ύψος προς μήκος πεσσού) $h/l > 2$	Γ
Ελαστική δυναμική Χρονοϊστορίας (§5.5.1.2)	Ανεκτή (§2.5.2β)	Π.Σ. με μέθοδο q ή m	Χωρίς περιορισμό	Δ
Ανελαστική στατική (§5.6)	Ικανοποιητική (§2.5.2γ)	Ισοδύναμο πλαίσιο με σκελετικά M-θ διαφορετικά για εντός και εκτός επιπέδου.	§5.3.3.3 • διαφραγματική λειτουργία • σταθερό μήκος πεσσού καθ' ύψος • (ύψος προς μήκος πεσσού) $h/l > 2$	E
		Ελαστικά Π.Σ. + Gap elements όπου η ανελαστικότητα περιορίζεται στις διεπιφάνειες.	Χωρίς περιορισμό	ΣΤ

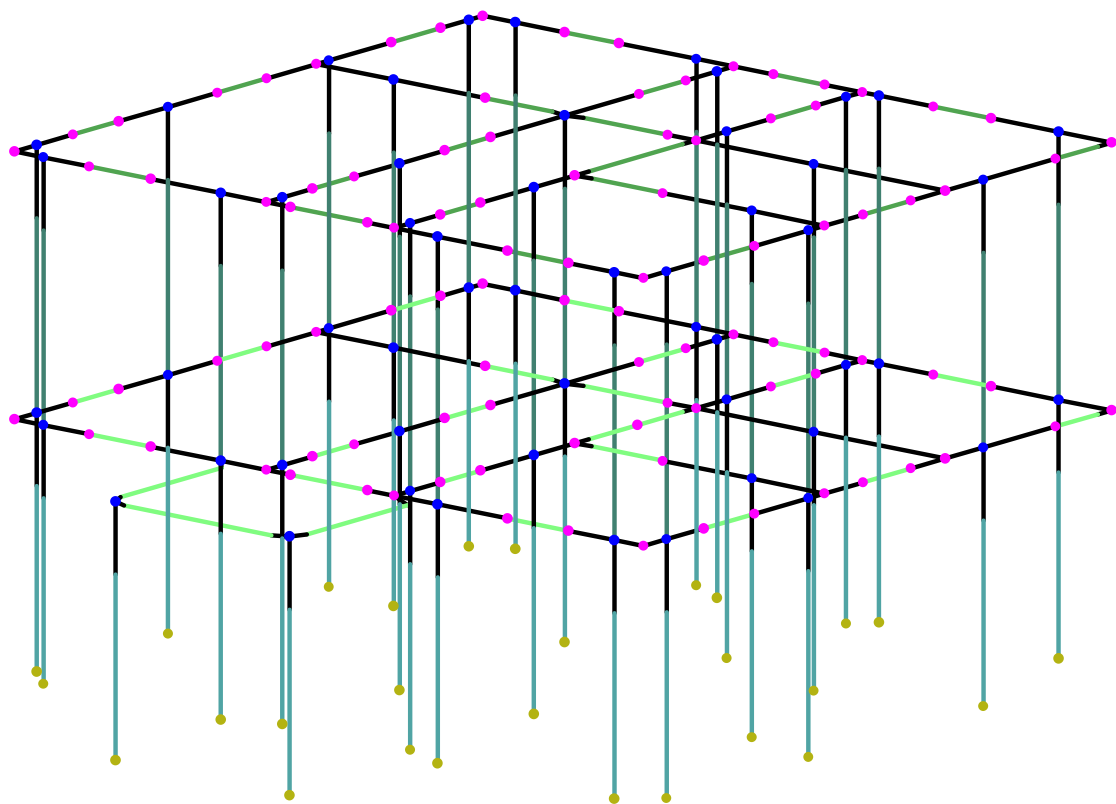
Πίνακας 1.1: Προϋποθέσεις μεθόδων ανάλυσης στον ΚΑΔΕΤ

Το κτίριο του παραδείγματος έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- Μέγιστο μήκος πεσσού $l=4.45m$ στο βόρεια πλευρά και ύψος πεσσών ορόφου $h=4.25m$, όπως φαίνεται στην τομή Β-Β'. Οπότε ισχύει: $h/l=0.96m < 2.0$.
- Στη βόρεια όψη παρατηρούμε ότι λόγω της διάταξης των ανοιγμάτων το μήκος πεσσού δεν παραμένει σταθερό καθ' ύψος.

Σύμφωνα με τα παραπάνω τρία χαρακτηριστικά και τον **Πίνακα 1.1**, ως μέθοδοι ανάλυσης επιτρέπονται οι αναλύσεις **Δ** (Ελαστική δυναμική ανάλυση με Πεπερασμένα Στοιχεία) και **ΣΤ** (Ανελαστική στατική ανάλυση με Πεπερασμένα Στοιχεία).

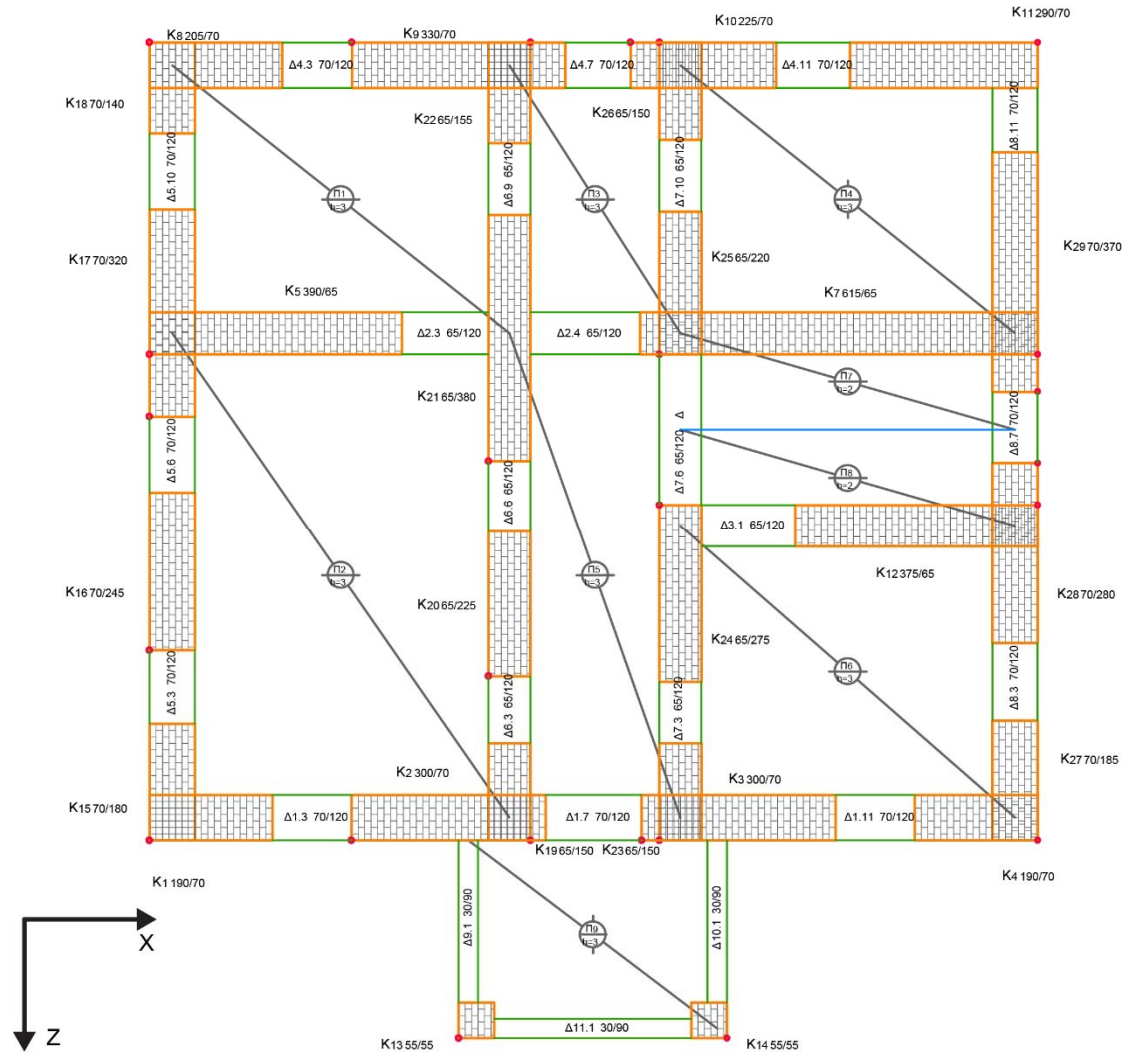
Παρ' όλα αυτά για τους σκοπούς του παραδείγματος επιλέγεται να πραγματοποιηθεί ελαστική δυναμική ανάλυση με ισοδύναμο πλαίσιο (**Εικόνα 1.1**), παρουσία δύσκαμπτου διαφράγματος.



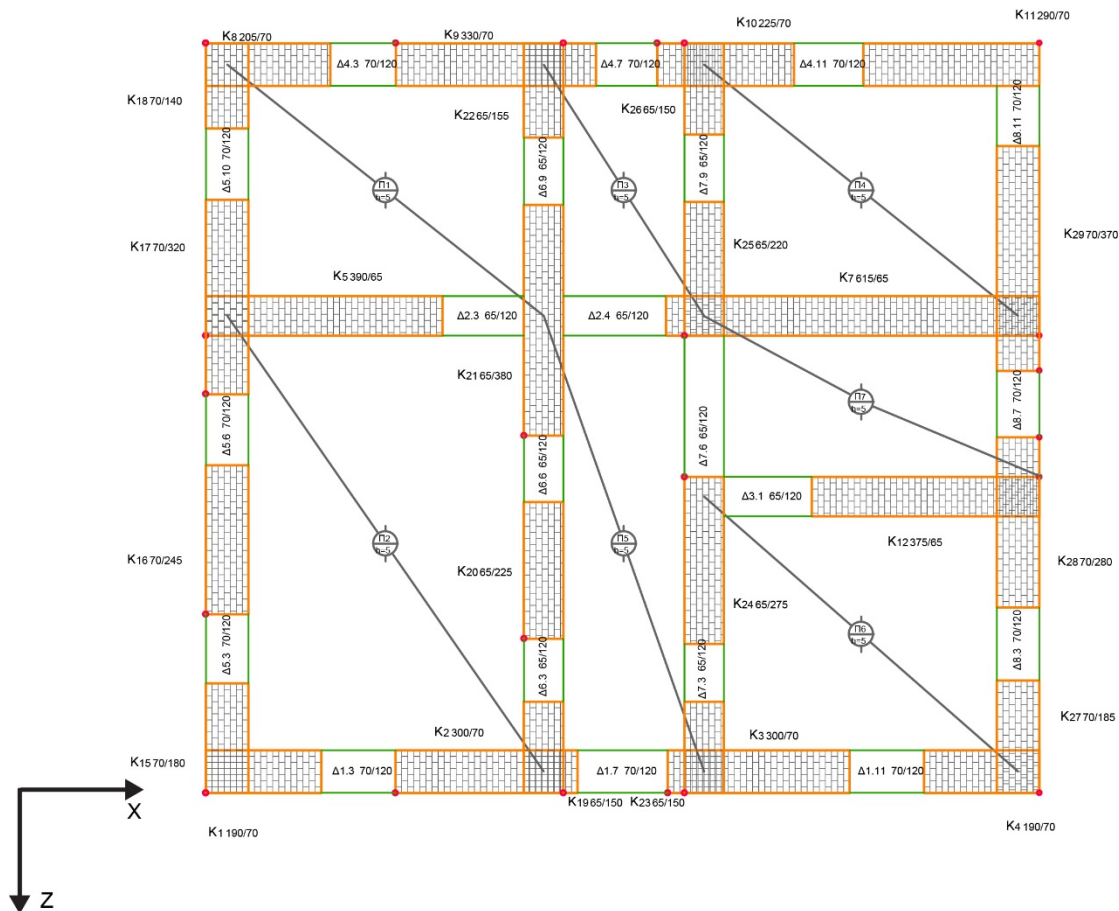
Εικόνα 1.1: Τρισδιάστατο μαθηματικό προσομοίωμα χωρικού πλαισίου.

1.4 Επιβαλλόμενα φορτία

Τα μόνιμα και κινητά φορτία των πατωμάτων, διανέμονται στη διεύθυνση που τρέχουν οι διαδοκίδες στις δοκούς όπου εδράζονται. Έτσι ορίζονται οι ισοδύναμες διέρειστες πλάκες όπως φαίνονται στο **Σχήμα 1.3** και **Σχήμα 1.4**



Σχήμα 1.3: Ισοδύναμος φορέας πλακών και προσομοίωση πεσσών ισογείου



Σχήμα 1.4: Ισοδύναμος φορέας πλακών και προσομοίωση πεσσών ορόφου

Τα μόνιμα και κινητά φορτία των ισοδύναμων πλακών που διαμοιράζονται στις εκατέρωθεν δοκούς παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες:

Π	l_x	l_y	# ξύλινων δοκών	$g(\text{KN/m})$	$q(\text{KN/m})$
1	5.22	4.14	8	3.22	5.22
2	5.22	7.5	12	3.16	5.22
3	2.65	4.14	9	1.65	2.65
4	4.14	5.17	7	2.47	4.14
5	2.65	7.5	12	1.60	2.65
6	5.17	4.52	10	3.23	5.17
7	5.17	1.49	0	2.84	12.925
8	5.17	1.49	0	2.84	12.925
9	2.91	3.85	7	1.78	2.91

Πίνακας 1.2: Φορτία ισοδύναμων πλακών που διαμοιράζονται στις δοκούς του ισογείου

Π	lx	ly	# ξύλινων δοκών	g(KN/m)	q (KN/m)
1	4.14	5.22	4	3.68	4.14
2	7.5	5.22	4	6.65	7.50
3	4.14	2.65	2	3.68	4.14
4	5.17	4.14	4	4.62	5.17
5	7.5	2.65	1	6.61	7.50
6	4.52	5.17	4	4.02	4.52
7	2.98	5.17	4	2.65	7.45

Πίνακας 1.3: Φορτία ισοδύναμων πλακών που διαμοιράζονται στις δοκούς του ορόφου

1.5 Στάθμες επιτελεστικότητας

Θα εξεταστούν οι εξής στάθμες επιτελεστικότητας:

- Στάθμη Περιορισμένων Βλαβών DL: $a_g = 0.097$ g (πιθανότητα υπέρβασης 80% στα 50 χρόνια)
- Στάθμη Σημαντικών Βλαβών SD: $a_g = 0.129$ g (πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια)
- Στάθμη Οιονεί Κατάρρευσης NC: $a_g = 0.24$ g (πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια)

Περίοδος T (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης εντός 50 ετών (P/50)	A/A	Στάθμη επιτελεστικότητας (επίδοσης) Φ.Ο.			Τιμές a_g		
			Άμεση χρήση Α	Προστασία ζωής Β	Αποφυγή κατάρ. Γ	Ζώνη I $a_{gR}=0.16$	Ζώνη II $a_{gR}=0.24$	Ζώνη III $a_{gR}=0.36$
975	5%/50	0	○ A_0	○ B_0	○ Γ_0	0,203	0,305	0,457
475	10%/50	1	○ A_1	○ B_1	○ Γ_1	0,160	0,240	0,360
72	50%/50	2	● A_2	● B_2	● Γ_2	0,086	0,129	0,193
31	80%/50	3	◇ A_3	◇ B_3	◇ Γ_3	0,064	0,097	0,145

Πίνακας 1.4: Στάθμες επιτελεστικότητας ανάλυσης

2

Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

2.1 Επιμέρους αντοχές υλικών

Σύμφωνα με τα δεδομένα της μελέτης, πρόκειται για τρίστρωτη αργολιθοδομή με τα εξής χαρακτηριστικά:

Θλιπτική αντοχή λίθων f_{bc} (MPa)	40.0
Θλιπτική αντοχή κονιάματος δόμησης f_{mc} (MPa)	1.5
Διατμητική αντοχή απουσία θλιπτικής δύναμης f_{vm0} (MPa)	0.1
Μέσο πάχος εξωτερικών παρειών (m)	0.25
Μέσο πάχος εσωτερικών παρειών (m)	0.20
Ποσοστό κενών υλικού πλήρωσης	0.30
Ειδικό βάρος γ (kN/m ³)	22.0
Λόγος Poisson ν	0.25

Πίνακας 2.1: Δεδομένα επιμέρους αντοχών τοιχοποιίας

2.2 Προσδιορισμός αντοχών τοιχοποιίας

2.2.1 Προσδιορισμός μέσης θλιπτικής αντοχής

Σύμφωνα με την παράγραφο §6.2.4.3, υπολογίζονται ξεχωριστά για κάθε παρειά οι θλιπτικές αντοχές $f_{c,e1}$ και $f_{c,e}$ σύμφωνα με τη σχέση Σ6.3 του ΚΑΔΕΤ. Η σχέση αυτή μπορεί να εφαρμοστεί καθώς ισχύει $25 \leq f_{bc} \leq 75$ MPa και $0.5 \leq f_{mc} \leq 2.5$ MPa.

$$f_{wc} = \xi \cdot \left[\left\{ \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right\} + \lambda f_{mc} \right]$$

Όπου

- $f_{bc}=40$ MPa είναι η μέση θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος
- $f_{mc}=1.5$ MPa είναι η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος

- $\lambda=0.1$ συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος - κονιάματος, για πολύ λείους λίθους.
 $f_0=2.0$ MPa για αργολιθοδομή
 ξ : είναι ο συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος. Δίνεται από τη σχέση:

$$\xi = \max \left[\frac{1}{1 + 3.5 \cdot (k - 0.30)}, 1.0 \right]$$

$$k = \min \left(\frac{V_m}{V_w}, 0.30 \right)$$

$V_m / V_w = 0.30$ Ο όγκος του κονιάματος προς τον όγκο της τοιχοποιίας

Στη συνέχεια, επειδή πρόκειται για ανισοπαχείς παρειές, η τελική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίζεται συνθέτοντας τις επιμέρους αντοχές των παρειών σύμφωνα με τη σχέση:

$$f_{wc} = \frac{0.80 \cdot (\delta_{e1} \cdot f_{c,e1} + \delta_{e2} \cdot f_{c,e2}) + 1.20 \cdot f_{c,i}}{1 + \delta_{e1} + \delta_{e2}}$$

Όπου

- $f_{c,e1}$ είναι η θλιπτική αντοχή της εξωτερικής παρειάς
 $f_{c,e2}$ είναι η θλιπτική αντοχή της εσωτερικής παρειάς
 $f_{c,i}=0.15$ MPa είναι η θλιπτική αντοχή του υλικού πλήρωσης χαμηλής αντοχής (ΚΑΔΕΤ §6.2.4.3)
 δ_{e1} είναι η ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πλήρωσης
 δ_{e2} είναι η ο λόγος του πάχους της εσωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πλήρωσης
 $\lambda_e=0.80$ εμπειρικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της εξωτερικής πλευράς με το υλικό πλήρωσης
 $\lambda_i=1.20$ εμπειρικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της εσωτερικής πλευράς με το υλικό πλήρωσης

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ανάλογα με το πάχος του κάθε τοίχου. ($b=0.70$ m για τους περιμετρικούς τοίχους και $b=0.65$ m για τους εσωτερικούς).

πλάτος	Θλιπτική αντοχή εξωτερικής παρειάς			Θλιπτική αντοχή εσωτερικής παρειάς			Θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας
b (m)	δ_{e1}	ξ	$f_{c,e1}$	δ_{e2}	ξ	$f_{c,e2}$	f_{wc} (MPa)
0.70	1.00	1.00	2.37	0.80	1.00	2.37	1.65
0.65	1.25	1.00	2.37	1.00	1.00	2.37	1.61

Πίνακας 2.2: Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής τρίστρωτης τοιχοποιίας

2.2.2 Προσδιορισμός συντελεστή ασφαλείας τοιχοποιίας

	γ_m ΚΑΔΕΤ	
Στάθμη αξιοπιστίας ΣΑΔ	Έλεγχος σε όρους	
	Παραμορφώσεων	Δυνάμεων
	γ_m	γ_m
Ανεκτή	1.20	1.50
Ικανοποιητική	1.10	1.35
Υψηλή	1.00	1.20

Πίνακας 2.3: Συντελεστής ασφαλείας τοιχοποιίας σύμφωνα με τη ΣΑΔ

Σύμφωνα με την §4.5.3.1 επιλέγεται για τη δεδομένη «Ικανοποιητικά» ΣΑΔ συντελεστής ασφαλείας τοιχοποιίας $\gamma_m=1.10$ για τη μέθοδο m και την ανελαστική στατική μέθοδο, ενώ $\gamma_m=1.35$ για τη μέθοδο q. Οπότε προκύπτουν οι τιμές αντοχής ελέγχου:

τοιχοί	Θλιπτική αντοχή ελέγχου f_d (MPa)	
	$\gamma_m=1.10$	$\gamma_m=1.35$
περιμετρικοί	1.50	1.22
εσωτερικοί	1.46	1.19

Πίνακας 2.4: Θλιπτικές αντοχές ελέγχου πεσσών

Επιπρόσθετα, όσον αφορά τις δράσεις επιλέχθηκε $\gamma_{sd}=1.00$ (§4.5.1) θεωρώντας ότι δεν υπάρχουν βλάβες και προγενέστερες επεμβάσεις

Σχόλια επί του ΚΑΔΕΤ

Παρόλο που στη μέθοδο m ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων, η μέθοδος είναι επί της ουσίας μέθοδος μετακινήσεων, εκφρασμένη σε όρους δυνάμεων, καθώς είναι ισοδύναμη με τη μέθοδο ελέγχου των παραμορφώσεων του EC8-3. Γι' αυτό επιλέχθηκε $\gamma_m=1.10$.

2.2.3 Προσδιορισμός εφελκυστικής αντοχής

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας μπορεί να λαμβάνεται ίση με $f_{wt}=0.10$ MPa, καθώς η θλιπτική αντοχή του κονιάματος δομήσεως $f_{mc}=1.5$ MPa δεν υπερβαίνει τα 2.0 MPa (ΚΑΔΕΤ §6.4)

2.2.4 Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας

Σύμφωνα με ΚΑΔΕΤ, §6.2.5 το μέτρο ελαστικότητας E_{wc} της τοιχοποιίας βρίσκεται στο εύρος:

$$E_{wc} \approx (300 \div 1200) \cdot f_{wc}$$

ή

$$E_{wc} \approx 1300 \cdot (1 - f_{wc}/5) \pm 140 \cdot f_{wc}^2 \text{ όταν } 1 \text{ MPa} < f_{wc} < 3 \text{ MPa}$$

Συνεπώς: $E_{wc} \approx 1300 \cdot (1 - f_{wc}/5) = \mathbf{1.43 \text{ GPa}}$ για τους περιμετρικούς τοίχους και

$$E_{wc} \approx 1300 \cdot (1 - f_{wc}/5) = \mathbf{1.42 \text{ GPa}}$$
 για τους εσωτερικούς τοίχους

3

Ελαστική δυναμική ανάλυση

3.1 Μέθοδοι ανάλυσης

3.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Κατά την ανάλυση συνυπολογίστηκαν οι 9 πρώτες ιδιομορφές του φορέα, ώστε να επιτευχθεί ενεργοποίηση ποσοστού μεγαλύτερου του 75% της δρώσας μάζας στις δύο κύριες διευθύνσεις (ΚΑΔΕΤ §5.5(i)). Για την ιδιομορφική ανάλυση και την ανάλυση του φάσματος απόκρισης χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Fespa.

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
-	-
-	[sec]
1	0.2017
2	0.1878
3	0.1694
4	0.0774
5	0.0740
6	0.0717
7	0.0661
8	0.0556
9	0.0547

Πίνακας 3.1: Ιδιοπερίοδοι του φορέα

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	1.307	0.000	79.815	1.307	0.000	79.815
2	76.930	0.000	2.616	78.237	0.000	82.430
3	6.368	0.000	2.492	84.605	0.000	84.923
4	0.070	0.000	14.463	84.675	0.000	99.385
5	4.996	0.000	0.379	89.672	0.000	99.764
6	3.955	0.000	0.000	93.627	0.000	99.764
7	5.029	0.000	0.052	98.655	0.000	99.815
8	0.457	0.000	0.000	99.112	0.000	99.816
9	0.602	0.000	0.036	99.714	0.000	99.852

Πίνακας 3.2: Ιδιομορφικές μάζες

Σύμφωνα με τον **Πίνακας 3.2** το ποσοστό αυτό συγκεντρώνεται πρακτικά στις πρώτες 2 ιδιομορφές για τις δύο κύριες διευθύνσεις X,Z. Πρακτικά θα μπορούσαν να ληφθούν υπόψη μόνο οι ιδιομορφές 1, 2, 3, 4 και 7 οι οποίες εμφανίζουν ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη από 5% (ΚΑΔΕΤ §5.5(ii)).

3.1.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

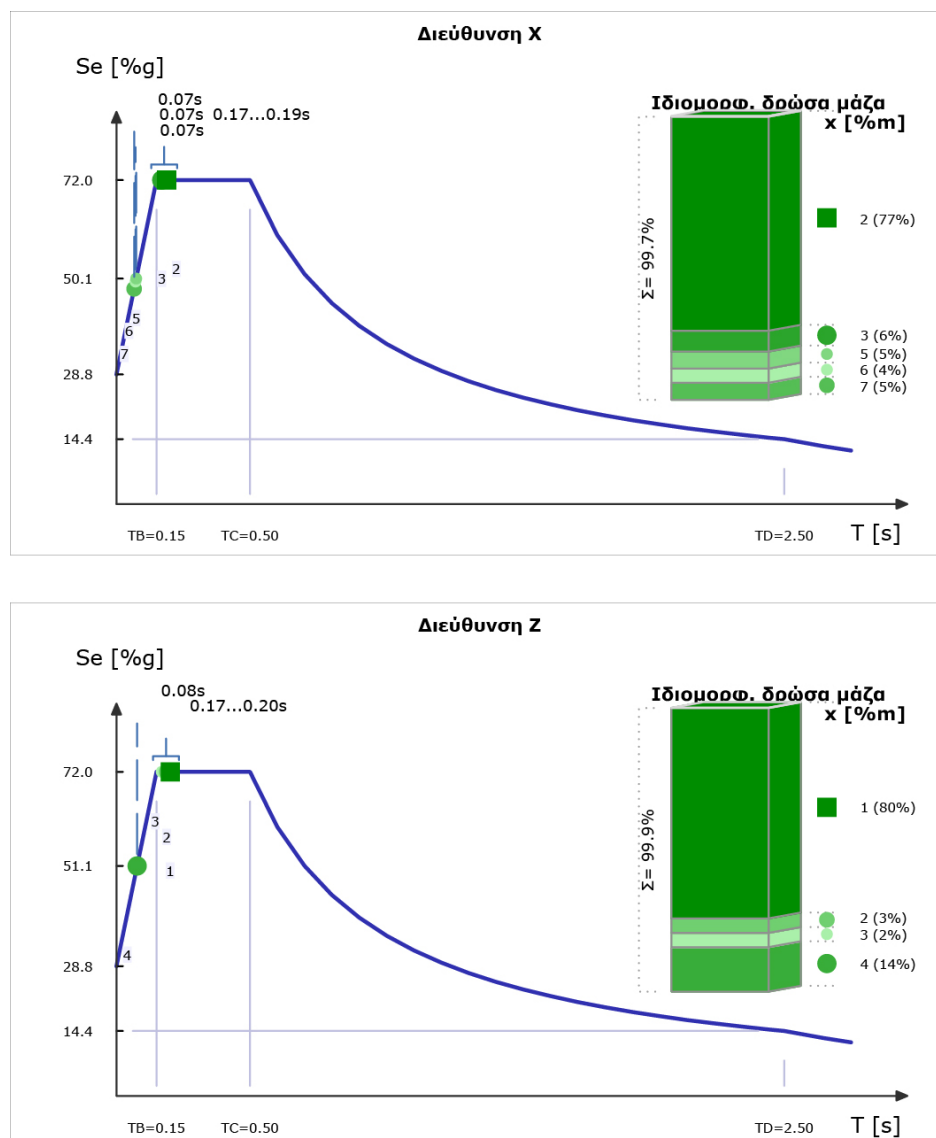
Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται για σεισμική φόρτιση στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος,

υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος τετραγωνική επαλληλία (CQC) των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Ζώνη σεισμικής επιτάχυνσης	II
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	1.0
Εδαφικής σεισμική επιτάχυνση a_g (g)	0.24
Συντελεστής εδάφους S	1.2
Κατηγορία εδάφους	B

Πίνακας 3.3: Δεδομένα φάσματος απόκρισης

Στο **Σχήμα 3.1** παρουσιάζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC με βάση τα δεδομένα του **Πίνακας 3.3**. Παράλληλα σημειώνεται πάνω στο φάσμα και η συμμετοχή της κάθε ιδιομορφής.



Σχήμα 3.1: Φάσμα απόκρισης κατά Ευρωκώδικα 8-1 στις δύο κύριες διευθύνσεις και αντίστοιχες ιδιομορφές

Ιδιομορφή -	Ιδιοπερίοδος - [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec ²]	- - [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec ²]	- - [Ποσοστό g]
1	0.2017	7.06320	0.720	7.06320	0.720
2	0.1878	7.06320	0.720	7.06320	0.720
3	0.1694	7.06320	0.720	7.06320	0.720
4	0.0774	5.01332	0.511	5.01332	0.511
5	0.0740	4.91537	0.501	4.91537	0.501
6	0.0717	4.85165	0.495	4.85165	0.495
7	0.0661	4.69229	0.478	4.69229	0.478
8	0.0556	4.39529	0.448	4.39529	0.448
9	0.0547	4.37008	0.445	4.37008	0.445

Πίνακας 3.4: Σεισμική επιτάχυνση κάθε ιδιομορφής

4

Μέθοδος του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q

4.1 Επιλογή ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς

Στον πίνακα Σ4.3 δίνονται οι τιμές για το βασικό συντελεστή συμπεριφοράς q' που αντιστοιχεί στη στάθμη SD.

Τοιχοδομές	ΚΑΔΕΤ, Πίνακας Σ4.3	
	Ουδιώδεις βλάβες και φθορές σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία	
	ΝΑΙ	ΟΧΙ
Αοπλες	1.20	1.50
Διαζωματικές	1.50	2.00

Πίνακας 4.1: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q' για στάθμη επιτελεστικότητας SD.

■ q' από ΚΑΔΕΤ., Πίνακας Σ4.3:

$q'=1.5$

Στη συνέχεια προσδιορίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q^* που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας NC (Γ1) και DL (Α3)

■ q^* από ΚΑΔΕΤ, Πίνακας 4.1:

q^* είναι ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς της εκάστοτε στάθμης επιτελεστικότητας (DL, SD, NC)

$S_{DL} = q^*/q' = 0.6$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας DL (με $1,0 < q^* < 1,5$)

$S_{SD} = q^*/q' = 1.0$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD

$S_{NC} = q^*/q' = 1.4$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC

Από τα παραπάνω προκύπτει:

$$q_{DL} = q' \cdot S_{DL} = 1.5 \cdot 0.6 = 0.90 \rightarrow q_{DL}=1.0$$

$$q_{SD} = q' \cdot S_{SD} = 1.5 \cdot 1.0 = 1.50$$

$$q_{NC} = q' \cdot S_{NC} = 1.5 \cdot 1.40 = 2.10$$

Έπειτα από τη διαίρεση με q , τα εντατικά μεγέθη πολλαπλασιάζονται, επίσης, με το συντελεστή $C_1 = \delta_{in} / \delta_{el}$ (§7.5.1.2) έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η διαφορά της ανελαστικής μετακίνησης με την ελαστική. Αρχικά υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας (σχέση 7.8α):

$$\mu_\delta = (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T} + 1$$

Ο λόγος ανελαστικής προς ελαστική μετακίνηση δίνεται από τη σχέση (7.9)

$$C_1 = \frac{\mu_\delta}{q}$$

Οπότε, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας έχουμε:

	DL	SD	NC
C1	1.0	1.49	1.77

Πίνακας 4.2: Τιμές ανελαστικής προς ελαστική παραμόρφωση C_1

4.2 Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ

Θα παρουσιαστεί αναλυτικά ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού K3(0) για δράση εντός επιπέδου και για τον πεσσό K15(0) για δράση εκτός επιπέδου, σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό $(G + \psi_2 Q + E_x + 0.3 E_z)$. Οι υπολογισμοί θα πραγματοποιηθούν για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC.

4.2.1 Δράση εντός επιπέδου

Τα εντατικά μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού $(G + \psi_2 Q + E_x + 0.3 E_z)$ στην NC, στη βάση του πεσσού K1(0) είναι:

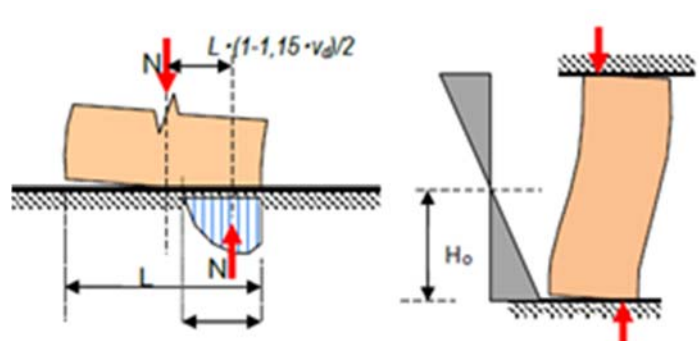
	Οιονεί μόνιμα φορτία $G + \psi_2 Q$	Σεισμικά φορτία $E_x + 0.3 E_z$	Σεισμικός συνδυασμός $G + \psi_2 Q + E_x + 0.3 E_z$
Αξονική δύναμη N_{Ed}	-400.85	-228.17	-629.02
Ροπή κάμψης $M_{Ed,y}$	-2.7	834.91	832.21
Τέμνουσα $V_{Ed,z}$	-1.64	-228.42	-230.06

Πίνακας 4.3: Εντατικά μεγέθη πεσσού K3(0) εντός επιπέδου

4.2.1.1 Αντίσταση διαρροής, F_y

Η αντίσταση διαρροής του πεσσού K3(0) προκύπτει ως η ελάχιστη της ικανοτικής τέμνουσας V_f όταν κρίσιμη είναι η ροπή και της διατμητικής αντοχής V_v όταν κρίσιμη για την αστοχία είναι η τέμνουσα (ΚΑΔΕΤ, §7.2.3)

Ικανοτική τέμνουσα V_f



Σχήμα 4.1: Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας V_f

Η ικανοτική τέμνουσα ενός τοίχου υπολογίζεται από τη σχέση (7.2β) §7.2.1 του ΚΑΔΕΤ:

$$V_f = \frac{L \cdot N_{Ed}}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_{sd}) = 187.32 \text{ KN}$$

Όπου

$L = 3.0 \text{ m}$, είναι το μήκος του τοίχου

$$H_0 = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} = 3.62 \text{ m}$$

είναι το μήκος διάτμησης, δηλ η απόσταση στην οποία αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού των ροπών

$$v_{sd} = \frac{N_{Ed}}{L \cdot t \cdot f_d} = 0.245$$

είναι το ανοιγμένο αξονικό φορτίο του πεσσού

Διατμητική αντοχή V_v

Η διατμητική αντίσταση ενός τοίχου υπολογίζεται από τη σχέση (7.3α) §7.2.2 του ΚΑΔΕΤ:

$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t$$

Όπου

L' είναι η θλιβόμενη περιοχή του τοίχου και υπολογίζεται συναρτήσει της εκκεντρότητας της φόρτισης e_y :

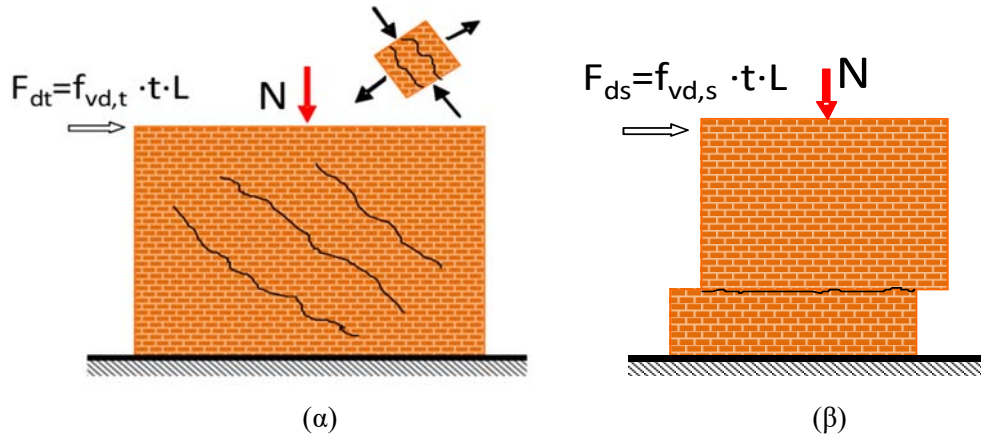
$$L' = L \quad \text{όταν } e_y \leq L/6$$

$$L' = 3 \cdot (0.5 - e_y/L) \cdot L \quad \text{όταν } L/6 < e_y < L/2$$

$$L' = 0.0 \quad \text{όταν } L/2 \leq e_y$$

$t = 0.70 \text{ m}$, είναι το πάχος του τοίχου

f_{vd} , είναι η διατμητική τάση αντοχής του τοίχου



Σχήμα 4.2: Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας V_f : (α) Διαγώνια εφελκυστική αστοχία, (β) ολίσθηση κατά μήκος των οριζόντιων αρμών

Η διατμητική αντοχή του τοίχου εντός επιπέδου ορίζεται ως η ελάχιστη των παρακάτω δύο μηχανισμών διατμητικής αστοχίας (**Σχήμα 4.2**)

- Λόγω διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας (§7.2.2(i))

$$f_{vd,t} = \sqrt{f_{wtd} \cdot (f_{wtd} + v_{sd} \cdot f_d)} = 166.36 \text{ kPa}$$

$$V_{v,t} = f_{vd,t} \cdot L \cdot t = 349.35 \text{ KN}$$

- Λόγω ολίσθησης κατά μήκος των οριζόντιων αρμών. Η διατμητική αντίσταση λόγω ολίσθησης αναπτύσσεται σε επιφάνεια του τοίχου υπό θλίψη μόνο (§7.2.2(ii))

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + 0.4 \cdot \frac{N_{Ed}}{L \cdot t} = 777.04 \text{ kPa}$$

$$V_{v,s} = f_{vd,s} \cdot L \cdot t = 288.78 \text{ KN}$$

Διατμητική αντίσταση τοίχου:

$$V_v = \min(V_{v,t}, V_{v,s}) = 288.77 \text{ KN}$$

Διατμητική αντίσταση F_y

$$F_y = V_{Rd} = \min(V_v, V_f) = 187.32 \text{ KN}$$

Συνεπάγεται ότι κρίσιμη για την αστοχία του τοίχου από ελαστικές δυνάμεις είναι η κάμψη.

4.2.1.2 Παραμόρφωση διαρροής, θ_y

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.2.2.(i) η σχετική μετακίνηση (drift) εντός επιπέδου είναι:

$$\theta_y = 0.0015$$

4.2.1.3 Οριακή παραμόρφωση, θ_u

Η οριακή παραμόρφωση αστοχίας εντός επιπέδου εξαρτάται από το μηχανισμό αστοχίας από τέμνουσα και για το αν ο τοίχος είναι πρωτεύων ή δευτερεύων μέλος (§7.4.1):

$$V_v \leq V_f \begin{cases} \theta_u = 0.004 \text{ (πρωτεύοντες)} \\ \theta_u = 0.006 \text{ (δευτερεύοντες)} \end{cases}$$

$$V_v > V_f \begin{cases} \theta_u = 0.008 \cdot H_0 / L \text{ (πρωτεύοντες)} \\ \theta_u = 0.012 \cdot H_0 / L \text{ (δευτερεύοντες)} \end{cases}$$

Για τον πεσσό K3(0) που ελέγχεται από κάμψη ισχύει:

$$\theta_u = 0.008 \cdot H_0 / L = 0.0096$$

4.2.1.4 Δείκτης πλαστιμότητας μ_θ

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 6.43$$

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.6 η αναμενόμενη αστοχία χαρακτηρίζεται ως «πλάστιμη» αφού $\mu_\theta \geq 1.5$ και ο έλεγχος πραγματοποιείται σε όρους εντατικών μεγεθών (§9.3.3).

4.2.1.5 Λόγος ανεπάρκειας

Τέλος, υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας εντός επιπέδου: $\lambda = \frac{V_{Ed}}{F_y} = 1.23$ **(Αστοχία)**

4.2.2 Δράση εκτός επιπέδου

Τα εντατικά μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$) στην NC, στη βάση του πεσσού K15(0) είναι:

	Οιονεί μόνιμα φορτία $G+\psi_2Q$	Σεισμικά φορτία $E_x+0.3E_z$	Σεισμικός συνδυασμός $G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$
Αξονική δύναμη N_{Ed}	-224.07	141.14	-82.93
Ροπή κάμψης $M_{Ed,z}$	0.34	47.98	48.32
Τέμνουσα $V_{Ed,y}$	-0.30	26.65	26.35

Πίνακας 4.4: Εντατικά μεγέθη πεσσού K15(0) εκτός επιπέδου

4.2.2.1 Αντίσταση διαρροής, F_y

Η αντίσταση διαρροής του πεσσού K15(0) προκύπτει για κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα με αξονική δύναμη (ΚΑΔΕΤ, §7.3) **(Σχήμα 4.3)**

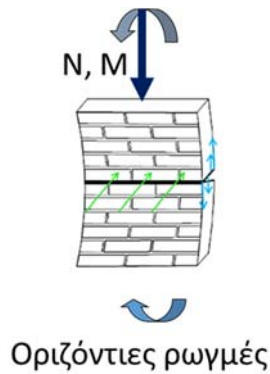
$$M_{Rd,z} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot t^2 \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_d} \right) = 27.46 \text{ KNm}$$

Όπου

$L = 1.8 \text{ m}$, είναι το μήκος της διατομής του τοίχου
 $t = 0.70 \text{ m}$, είναι το πάχος του τοίχου

$$\sigma_0 = \frac{N_{Ed}}{L \cdot t} = 65.82 \text{ kPa}$$

είναι η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στη διατομή ελέγχου



Σχήμα 4.3: Υπολογισμός αντίστασης διαρροής για κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα

Από την καμπτική αντοχή προκύπτει η ικανοτική τέμνουσα: $F_{yR} = \frac{M_{Rd,z}}{H_0} = \frac{27.46}{1.83} = 14.98 \text{ KN}$

4.2.2.2 Παραμόρφωση διαρροής, θ_y

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.2.2(ii) η γωνία στροφής χορδής για κάμψη εκτός επιπέδου είναι:

$$\theta_y = 0.002$$

4.2.2.3 Οριακή παραμόρφωση, θ_u

Λόγω θεώρησης της ύπαρξης διαφραγματικής λειτουργίας, ο κάθε όροφος ελέγχεται από τέμνουσα και συνεπώς η οριακή παραμόρφωση αστοχίας εκτός επιπέδου εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας (§7.4.2(β)).

Για αργολιθοδομή ισχύει:

$$\theta_u = 0.006$$

Σχόλια επί του ΚΑΔΕΤ

Ενώ στην παράγραφο §7.3 είναι σαφές ότι η δράση εκτός επιπέδου αφορά την κάμψη μόνο και όχι την τέμνουσα, για τον υπολογισμό του θ_u στην §7.4.2 επανέρχεται ο έλεγχος σε κάμψη ή τέμνουσα. Σύμφωνα με τη διατύπωση της §7.4.2(β), μάλλον ο έλεγχος σε τέμνουσα θα αφορά τα δύσκαμπτα διαφράγματα, αλλά δεν είναι αρκετά σαφές. Ακολουθώντας αυτή τη λογική, βασιζόμενοι στην §7.4.2(β) και με την προϋπόθεση άκαμπτων διαφραγμάτων, προσδιορίστηκε τιμή $\theta_u=0.006$ απευθείας. Θεωρήθηκε, δηλαδή, ότι ο προσδιορισμός της θ_u με βάση τις σχέσεις (Σ7.8) και (Σ7.9) είναι εφαρμόσιμος μόνο για την περίπτωση της ύπαρξης εύκαμπτων διαφραγμάτων, διαφορετικά το θ_u θα προσδιορίζεται με βάση τον τρόπο δόμησης του τοίχου.

Δείκτης πλαστιμότητας μ_θ

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 3.0$$

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.6 η αναμενόμενη αστοχία χαρακτηρίζεται ως «πλάστιμη» αφού $\mu_\theta \geq 1.5$ και ο έλεγχος πραγματοποιείται σε όρους εντατικών μεγεθών (§9.3.3).

Λόγος ανεπάρκειας

Τέλος, υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας εκτός επιπέδου: $\lambda = \frac{V_{Ed}}{F_{yR}} = 1.76$ **(Αστοχία)**

4.3 Στάθμη επιτελεστικότητας DL

Λόγω της ύπαρξης δυσπαραμόρφωτων διαφραγμάτων, η ικανότητα του κτιρίου υπολογίζεται σε καθολικούς όρους τέμνουσας βάσεως προς την συνολική ικανότητα όλων των πεσσών στην κρίσιμη στάθμη (§9.2.1).

Αρχικά, υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης κατά X αθροίζοντας τις δρώσες τέμνουσες V_{Ed} στη βάση των πεσσών του ισογείου για εδαφική επιτάχυνση $a_{g,DL}=0.096g$ και $q_{DL}=1.0$. Θα παρουσιαστούν, χάριν απλότητας οι έλεγχοι επάρκειας για το σεισμικό συνδυασμό $(G+\psi_2 Q+E_x+0.3E_z)$. Για τους υπόλοιπους σεισμικούς συνδυασμούς οι έλεγχοι πραγματοποιούνται ομοίως.

Εντός επιπέδου

Πεσσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K1	1.9	0.7	-230.08	-79.48	145.93
K2	3	0.7	-435.04	-184.07	389.75
K3	3	0.7	-508.97	-193.52	392.92
K4	1.9	0.7	-384.55	-72.09	137.24
K5	3.9	0.65	-607.33	-193.38	508.78
K7	6.15	0.65	-867.16	-428.30	1331.65
K8	2.05	0.7	-137.08	-59.21	118.42
K9	3.3	0.7	-371.43	-170.77	360.94
K10	2.25	0.7	-307.14	-92.60	167.16
K11	2.9	0.7	-540.27	-103.70	244.23
K12	3.75	0.65	-438.08	-178.00	489.24
K13	0.55	0.55	-44.20	-2.37	3.34
K14	0.55	0.55	-50.38	-1.60	2.33
			ΣV_{Edz}	-1759.09	

Εκτός επιπέδου

Πεσσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K15	1.8	0.7	-157.19	12.49	23.08
K16	2.45	0.7	-306.80	4.50	15.45
K17	3.2	0.7	-217.96	15.52	30.55
K18	1.4	0.7	-53.23	6.90	13.08
K19	1.5	0.65	-271.26	8.42	15.39
K20	2.25	0.65	-356.76	3.49	11.62
K21	3.8	0.65	-626.70	35.74	55.47
K22	1.55	0.65	-218.48	7.08	12.69
K23	1.5	0.65	-173.64	8.82	15.72
K24	2.75	0.65	-271.23	17.82	30.35
K25	2.2	0.65	-191.04	10.15	18.16
K26	1.5	0.65	-183.36	7.63	13.32
K27	1.85	0.7	-423.12	11.16	21.15
K28	2.8	0.7	-669.53	12.97	26.32
K29	3.7	0.7	-844.61	15.47	31.37
			ΣV_{E_{dy}}	178.15	

Συνολική τέμνουσα βάσης: $\Sigma V_{Ed} = 1759.09 + 178.15 = 1937.24 \text{ KN}$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η ικανότητα των πεσσών εντός και εκτός επιπέδου:

Εντός επιπέδου

Πεσσός	H0	V _f	V _v	V _{Rdz}	έλεγχος από
K1	1.84	99.67	158.34	99.67	κάμψη
K2	2.12	248.11	300.88	248.11	κάμψη
K3	2.03	290.26	321.51	290.26	κάμψη
K4	1.90	139.70	218.15	139.70	κάμψη
K5	2.63	348.66	386.40	348.66	κάμψη
K7	3.11	682.59	586.91	586.91	τέμνουσα
K8	2.00	63.94	88.66	63.94	κάμψη
K9	2.11	246.09	291.00	246.09	κάμψη
K10	1.81	156.29	222.36	156.29	κάμψη
K11	2.36	249.33	322.26	249.33	κάμψη
K12	2.75	248.31	323.09	248.31	κάμψη
K13	1.41	7.43	38.63	7.43	κάμψη
K14	1.45	8.04	40.39	8.04	κάμψη
ΣV_{Rdz}				2692.74	

Εκτός επιπέδου

Πεσσός	H0	M _{Rdz}	V _{Rdy}
K15	1.85	49.40	26.73
K16	3.44	91.66	26.68
K17	1.97	70.21	35.66
K18	1.90	17.80	9.39
K19	1.83	68.09	37.26
K20	3.33	92.81	27.86
K21	1.55	161.40	103.98
K22	1.79	58.41	32.57
K23	1.78	48.21	27.06
K24	1.70	77.21	45.35
K25	1.79	55.30	30.92
K26	1.75	50.42	28.88
K27	1.90	108.50	57.22
K28	2.03	168.84	83.20
K29	2.03	216.74	106.87
ΣV_{Rdy}			679.65

Συνολική ικανότητα πεσσών: $\Sigma V_{Rd} = \Sigma V_{Rdz} + \Sigma V_{Rdy} = 3372.39 \text{ KN}$

$$\text{Λόγος ανεπάρκειας: } \lambda_{DL,x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_x} V_{Ed,i}}{\sum_{i=1}^{n_x} V_{Rd,i}} = \frac{1937.24}{3372.39} = 0.57 \text{ (Επάρκεια)}$$

4.4 Στάθμη επιτελεστικότητας SD

Υπολογίζονται από τη φασματική ανάλυση του φάσματος απόκρισης για το σεισμικό συνδυασμό ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$) τα εντατικά μεγέθη στη βάση των πεσσών του ισογείου, για εδαφική επιτάχυνση $a_{g,SD}=0.129g$, $q_{SD}=1.5$ και $C_1=1.49$.

Εντός επιπέδου

Πεσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K1	1.9	0.7	-227.83	-106.94	195.72
K2	3	0.7	-446.11	-246.39	520.79
K3	3	0.7	-545.33	-258.06	525.98
K4	1.9	0.7	-427.93	-95.94	182.88
K5	3.9	0.65	-651.19	-260.47	681.14
K7	6.15	0.65	-891.63	-568.76	1779.13
K8	2.05	0.7	-97.85	-79.82	159.00
K9	3.3	0.7	-351.69	-229.05	482.99
K10	2.25	0.7	-303.79	-124.88	224.59
K11	2.9	0.7	-573.11	-138.51	326.81
K12	3.75	0.65	-416.29	-236.16	652.35
K13	0.55	0.55	-45.32	-2.90	4.15
K14	0.55	0.55	-53.60	-1.89	2.81

Εκτός επιπέδου

Πεσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K15	1.8	0.7	-134.70	16.69	30.57
K16	2.45	0.7	-302.54	6.01	20.61
K17	3.2	0.7	-153.34	20.73	40.43
K18	1.4	0.7	-12.63	9.22	17.26
K19	1.5	0.65	-297.71	11.26	20.52
K20	2.25	0.65	-375.82	4.66	15.52
K21	3.8	0.65	-652.95	47.76	72.95
K22	1.55	0.65	-225.23	9.46	16.84
K23	1.5	0.65	-167.24	11.79	21.12
K24	2.75	0.65	-226.31	23.82	40.77
K25	2.2	0.65	-149.25	13.57	24.63
K26	1.5	0.65	-178.75	10.20	17.55
K27	1.85	0.7	-479.33	14.91	28.45
K28	2.8	0.7	-758.76	17.33	35.47
K29	3.7	0.7	-952.40	20.67	42.03

Παρουσιάζεται στον παρακάτω **Πίνακας 4.5** οι έλεγχοι επάρκειας των πεσσών εντός επιπέδου στη στάθμη SD.

Εντός επιπέδου

Πεσσός	H0	V _{Rd}	έλεγχος από	θ _γ	θ _υ	μθ	Τρόπος αστοχίας	λ _{SD}
K1	1.83	99.20	κάμψη	0.0015	0.0077	5.14	πλάστιμος	1.08
K2	2.11	248.29	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	0.99
K3	2.04	303.26	κάμψη	0.0015	0.0054	3.62	πλάστιμος	0.85
K4	1.91	148.71	κάμψη	0.0015	0.0080	5.35	πλάστιμος	0.65
K5	2.62	368.22	κάμψη	0.0015	0.0054	3.58	πλάστιμος	0.71
K7	3.13	567.18	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	1.00
K8	1.99	0.00	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	-
K9	2.11	198.78	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	1.15
K10	1.80	155.54	κάμψη	0.0015	0.0064	4.26	πλάστιμος	0.80
K11	2.36	258.65	κάμψη	0.0015	0.0065	4.34	πλάστιμος	0.54
K12	2.76	226.56	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	1.04
K13	1.43	7.49	κάμψη	0.0015	0.0208	13.86	πλάστιμος	0.39
K14	1.49	8.26	κάμψη	0.0015	0.0216	14.42	πλάστιμος	0.23

Πίνακας 4.5: Υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας πεσσών λ_{SD} για δράση εντός επιπέδου

Ακολουθεί η ίδια διαδικασία για κάμψη εκτός επιπέδου.

Εκτός επιπέδου

Πεσσός	H0	M _{Rd}	F _{γR}	θ _γ	θ _υ	μθ	Τρόπος αστοχίας	λ _{SD}
K15	1.83	43.02	23.49	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.71
K16	3.43	90.61	26.41	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.23
K17	1.95	50.66	25.98	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.80
K18	1.87	4.37	2.34	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	3.95
K19	1.82	72.58	39.83	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.28
K20	3.33	96.46	28.97	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.16
K21	1.53	166.31	108.88	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.44
K22	1.78	59.81	33.58	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.28
K23	1.79	46.72	26.09	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.45
K24	1.71	65.93	38.52	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.62
K25	1.82	44.36	24.44	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.56
K26	1.72	49.38	28.70	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.36
K27	1.91	116.96	61.28	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.24
K28	2.05	181.45	88.65	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.20
K29	2.03	233.05	114.63	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.18

Πίνακας 4.6: Υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας πεσσών λ_{SD} για δράση εκτός επιπέδου

4.5 Στάθμη επιτελεστικότητας NC

Υπολογίζονται από τη φασματική ανάλυση του φάσματος απόκρισης για το σεισμικό συνδυασμό ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$) τα εντατικά μεγέθη στη βάση των πεσσών του ισογείου, για εδαφική επιτάχυνση $a_{g,SD}=0.24g$, $q_{SD}=2.1$ και $C_I=1.77$.

Εντός επιπέδου

Πεσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K1	1.9	0.7	-222.65	-170.12	310.30
K2	3	0.7	-471.59	-219.36	822.34
K3	3	0.7	-629.02	-230.06	832.21
K4	1.9	0.7	-527.78	-85.60	287.93
K5	3.9	0.65	-752.14	-231.37	1077.79
K7	6.15	0.65	-947.92	-507.84	2808.91
K8	2.05	0.7	-7.57	-70.88	252.39
K9	3.3	0.7	-306.28	-203.77	763.85
K10	2.25	0.7	-296.08	-110.88	356.75
K11	2.9	0.7	-648.69	-123.41	516.84
K12	3.75	0.65	-366.13	-210.94	1027.72
K13	0.55	0.55	-47.90	-2.67	6.00
K14	0.55	0.55	-61.01	-1.76	3.90

Εκτός επιπέδου

Πεσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K15	1.8	0.7	-82.93	26.35	48.32
K16	2.45	0.7	-292.73	9.49	32.56
K17	3.2	0.7	-4.63	32.75	63.92
K18	1.4	0.7	80.81	14.56	27.30
K19	1.5	0.65	-358.57	17.78	32.41
K20	2.25	0.65	-419.68	7.36	24.51
K21	3.8	0.65	-713.36	75.43	115.44
K22	1.55	0.65	-240.75	14.93	26.62
K23	1.5	0.65	-152.50	18.62	33.33
K24	2.75	0.65	-122.92	37.62	64.34
K25	2.2	0.65	-53.07	21.42	38.82
K26	1.5	0.65	-168.14	16.11	27.76
K27	1.85	0.7	-608.70	23.54	44.90
K28	2.8	0.7	-964.11	27.37	55.96
K29	3.7	0.7	-1200.46	32.64	66.35

Παρουσιάζεται στον παρακάτω **Πίνακας 4.5** οι έλεγχοι επάρκειας των πεσσών εντός επιπέδου στη στάθμη SD.

Εντός επιπέδου

Πεσσός	H0	V _{Rd}	έλεγχος από	θγ	θu	μθ	Τρόπος αστοχίας	λ _{NC}
K1	1.82	0.00	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	-
K2	3.75	0.00	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	-
K3	3.62	187.32	κάμψη	0.0015	0.0096	6.43	πλάστιμος	1.23
K4	3.36	93.40	κάμψη	0.0015	0.0142	9.44	πλάστιμος	0.92
K5	4.66	226.95	κάμψη	0.0015	0.0096	6.37	πλάστιμος	1.02
K7	5.53	400.96	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	1.27
K8	3.56	0.00	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	-
K9	3.75	0.00	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	-
K10	3.22	0.00	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	-
K11	4.19	157.07	κάμψη	0.0015	0.0116	7.70	πλάστιμος	0.79
K12	4.87	0.00	τέμνουσα	0.0015	0.0040	2.67	πλάστιμος	-
K13	2.25	4.99	κάμψη	0.0015	0.0327	21.81	πλάστιμος	0.54
K14	2.21	6.15	κάμψη	0.0015	0.0321	21.43	πλάστιμος	0.29

Πίνακας 4.7: Υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας πεσσών λ_{NC} για δράση εντός επιπέδου

Ακολουθεί η ίδια διαδικασία για κάμψη εκτός επιπέδου.

Εκτός επιπέδου

Πεσσός	H0	M _{Rd}	F _{γR}	θγ	θu	μθ	Τρόπος αστοχίας	λ _{NC}
K15	1.83	27.46	14.98	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	1.76
K16	3.43	88.15	25.69	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.37
K17	1.95	1.62	0.83	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	39.48
K18	1.87	0.00	0.00	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	-
K19	1.82	81.47	44.69	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.40
K20	3.33	104.37	31.35	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.23
K21	1.53	177.06	115.69	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.65
K22	1.78	62.95	35.31	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.42
K23	1.79	43.22	24.15	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.77
K24	1.71	37.70	22.04	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	1.71
K25	1.81	16.73	9.23	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	2.32
K26	1.72	46.94	27.23	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.59
K27	1.91	131.11	68.75	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.34
K28	2.04	201.63	98.61	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.28
K29	2.03	260.83	128.33	0.002	0.006	3.00	πλάστιμος	0.25

Πίνακας 4.8: Υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας πεσσών λ_{NC} για δράση εκτός επιπέδου

5

Μέθοδος των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m

5.1 Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ

Θα παρουσιαστεί αρχικά η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης F-δ του πεσσού K3(0) για δράση εντός επιπέδου και για τον πεσσό K15(0) για δράσει εκτός επιπέδου, σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$). Από την εκάστοτε καμπύλη θα προκύψουν οι τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m . Οι υπολογισμοί θα πραγματοποιηθούν για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC.

5.1.1 Δράση εντός επιπέδου

Αρχικά θα υπολογιστεί ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας με βάση τα ελαστικά σεισμικά εντατικά μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$). Τα μεγέθη αυτά στη βάση του πεσσού K3(0) είναι:

	Οιονεί μόνιμα φορτία $G+\psi_2Q$	Σεισμικά φορτία $E_x+0.3E_z$	Σεισμικός συνδυασμός $G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$
Αξονική δύναμη N_{Ed}	-400.85	-270.32	-671.14
Ροπή κάμψης $M_{Ed,y}$	-2.7	989.04	986.34
Τέμνουσα $V_{Ed,z}$	-1.64	-479.69	-481.33

Πίνακας 5.1: Εντατικά μεγέθη πεσσού K3(0) εντός επιπέδου

5.1.1.1 Αντίσταση διαρροής, F_y

Η αντίσταση διαρροής του πεσσού K1(0) προκύπτει ως η ελάχιστη της ικανοτικής τέμνουσας V_f όταν κρίσιμη είναι η ροπή και της διατμητικής αντοχής V_v όταν κρίσιμη για την αστοχία είναι η τέμνουσα (ΚΑΔΕΤ, §7.2.3)

Ικανοτική τέμνουσα V_f

Η ικανοτική τέμνουσα ενός τοίχου υπολογίζεται από τη σχέση (7.2β) §7.2.1 του ΚΑΔΕΤ:

$$V_f = \frac{L \cdot N_{Ed}}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_{sd}) = \frac{3.0 \cdot 671.14}{2 \cdot 2.049} \cdot (1 - 1.15 \cdot 0.213) = 370.90 \text{ KN}$$

Διατμητική αντοχή V_v

- Λογω διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας (§7.2.2(i))

$$f_{vd,t} = \sqrt{f_{wtd} \cdot (f_{wtd} + v_{sd} \cdot f_d)} = 364.39 \text{ kPa}$$

$$V_{v,t} = f_{vd,t} \cdot L \cdot t = 765.22 \text{ KN}$$

- Λόγω ολίσθησης κατά μήκος των οριζόντιων αρμών. Η διατμητική αντίσταση λόγω ολίσθησης αναπτύσσεται σε επιφάνεια του τοίχου υπό θλίψη μόνο (§7.2.2(ii))

$$L' = 3 \cdot \left(0.5 - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{1}{L} \right) = 0.091 \text{ m}$$

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + 0.4 \cdot (v_{sd} \cdot f_d) = 4311.88 \text{ kPa}$$

$$V_{v,s} = f_{vd,s} \cdot L' \cdot t = 274.83 \text{ KN}$$

Διατμητική αντίσταση τοίχου:

$$V_v = \min(V_{v,t}, V_{v,s}) = 274.83 \text{ KN}$$

Διατμητική αντίσταση F_y

$$F_y = V_{Rd} = \min(V_v, V_f) = 274.83 \text{ KN}$$

Συνεπάγεται ότι κρίσιμη για την αστοχία του τοίχου από ελαστικές δυνάμεις είναι η τέμνουσα.

5.1.1.2 Παραμόρφωση διαρροής, θ_y

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.2.2.(i) η σχετική μετακίνηση (drift) εντός επιπέδου είναι:

$$\theta_y = 0.0015$$

5.1.1.3 Οριακή παραμόρφωση, θ_u

Για τον πεσσο K3(0) που ελέγχεται από τέμνουσα ισχύει (§7.4.1):

$$\theta_u = 0.004$$

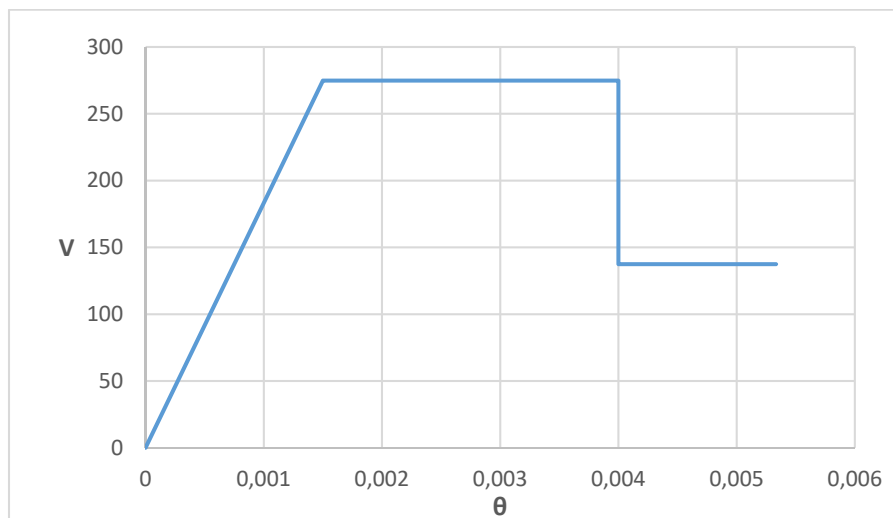
5.1.1.4 Παραμένουσα αντοχής, F_{res}

Η παραμένουσα αντίσταση του τοίχου για δράση εντός επιπέδου ορίζεται από την παράγραφο §7.1.5(ii) ως:

$$F_{res} = 0.5 \cdot F_y = 137.41 \text{ KN}$$

5.1.1.5 Διάγραμμα V-θ

Σύμφωνα με τα παραπάνω, το σκελετικό διάγραμμα αντίστασης για τον πεσσο K3(0) τυπώνεται στο **Σχήμα 5.1**. Σημειώνεται ότι το διάγραμμα εκφράζεται σε όρους τέμνουσας-σχετικής μετακίνησης (drift).



Σχήμα 5.1: Σκελετικό διάγραμμα V - θ πεσσού $K3(0)$ εντός επιπέδου

5.1.1.6 Δείκτης πλαστιμότητας μ_θ

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 2.67$$

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.6 η αναμενόμενη αστοχία χαρακτηρίζεται ως «πλάστιμη» αφού $\mu_\theta \geq 1.5$ και ο έλεγχος πραγματοποιείται σε όρους εντατικών μεγεθών (§9.3.3).

Σχόλια επί του ΚΑΔΕΤ

Παρόλο που ο τοίχος ελέγχεται από τέμνουσα για δράση εντός επιπέδου, επειδή η τιμή του μ_θ προέκυψε μεγαλύτερη του 1.5, θεωρήθηκε ότι ο μηχανισμός αστοχίας είναι πλάστιμος σύμφωνα με την §7.1.6.

5.1.1.7 Υπολογισμός τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m

Υπολογίζεται ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m_{NC} (§9.3.2):

$$\left. \begin{aligned} m_{NC} &= \frac{\theta_{NC}}{\theta_y} \\ \theta_{NC} &= \frac{\frac{4}{3} \cdot \theta_u}{\gamma_{Rd}} \end{aligned} \right\} \Rightarrow m_{NC} = \frac{4 \cdot \theta_u}{3 \cdot \theta_y \cdot \gamma_{Rd}} = 2.37$$

Όπου $\gamma_{Rd}=1.5$ για κύρια μέλη και δράση εντός επιπέδου (§9.3.1)

5.1.1.8 Υπολογισμός απομειωμένων δράσεων

$$V_{sd} = V_G + \frac{V_{Ed,E}}{m_{NC}} \cdot C_1 = -360.39 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = M_G + \frac{M_{Ed,E}}{m_{NC}} \cdot C_1 = 736.98 \text{ KNm}$$

$$N_{sd} = N_G + \frac{N_{Ed,E}}{m_{NC}} \cdot C_1 = -602.99 \text{ KN}$$

Σχόλια επί του ΚΑΔΕΤ

Επειδή δεν είναι σαφές στον ΚΑΔΕΤ πως διαχειροζόμαστε το αξονικό φορτίο στη μέθοδο m, θεωρήθηκε ότι και το αξονικό φορτίο απομειώνεται με τον τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m. Διαφορετικά η αξονική δύναμη N_{sd} θα πρέπει να προσδιοριστεί από την τομή του διανύσματος της σεισμικής συνιστώσας της έντασης με την καμπύλη αλληλεπίδρασης της διατομής του πεσσού. Η καμπύλη αλληλεπίδρασης για εντός επιπέδου δράση, θα πρέπει να εκφράζεται σε σε τρεις διαστάσεις των εντατικών μεγεθών N-M-V

5.1.1.9 Υπολογισμός αντίστασης του τοίχου

Υπολογίζεται η νέα αντοχή του πεσσού K3(0), σύμφωνα με τα δρώντα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν έπειτα από τη διαίρεση με το m.

$$V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_{sd}) = 344.93 \text{ KN}$$

$$f_{vd,t} = \sqrt{f_{vtd} \cdot (f_{vtd} + v_{sd} \cdot f_d)} = 185.39 \text{ kPa}$$

$$V_{v,t} = f_{vd,t} \cdot L \cdot t = 389.31 \text{ KN}$$

$$L' = 3 \cdot \left(0.5 - \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \cdot \frac{1}{L} \right) = 0.833 \text{ m}$$

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + 0.4 \cdot (v_{sd} \cdot f_d) = 513.45 \text{ kPa}$$

$$V_{v,s} = f_{vd,s} \cdot L' \cdot t = 641.86 \text{ KN}$$

Διατμητική αντίσταση τοίχου:

$$V_v = \min(V_{v,t}, V_{v,s}) = 389.11 \text{ KN}$$

Τελικά αντοχή τοίχου:

$$F_y = V_{Rd} = \min(V_v, V_f) = 344.93 \text{ KN}$$

5.1.1.10 Λόγος ανεπάρκειας

Τέλος, υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας εντός επιπέδου: $\lambda = \frac{V_{sd}}{F_y} = 1.04$ **(Αστοχία)**

5.1.2 Δράση εκτός επιπέδου

Τα εντατικά μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$) στην NC, στη βάση του πεσσού K15(0) είναι:

	Οιονεί μόνιμα φορτία $G+\psi_2Q$	Σεισμικά φορτία $E_x+0.3E_z$	Σεισμικός συνδυασμός $G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$
Αξονική δύναμη N_{Ed}	-224.07	167.19	-56.88
Ροπή κάμψης $M_{Ed,z}$	0.34	56.84	57.18
Τέμνουσα $V_{Ed,y}$	-0.30	31.52	31.22

Πίνακας 5.2: Εντατικά μεγέθη πεσσού K15(0) εκτός επιπέδου

5.1.2.1 Αντίσταση διαρροής, F_y

Η αντίσταση διαρροής του πεσσού K15(0) προκύπτει για κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα με αξονική δύναμη (ΚΑΔΕΤ, §7.3).

$$M_{Rd,z} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot t^2 \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_d}\right) = \frac{1}{2} \cdot 1.8 \cdot 0.7^2 \cdot 45.14 \cdot \left(1 - \frac{45.14}{1500}\right) = 19.31 \text{ KNm}$$

Κκανοτική τέμνουσα:

$$F_{yR} = \frac{M_{Rd,z}}{H_0} = \frac{19.31}{1.83} = 10.54 \text{ KN}$$

5.1.2.2 Παραμόρφωση διαρροής, θ_y

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.2.2(ii) η γωνία στροφής χορδής για κάμψη εκτός επιπέδου είναι:

$$\theta_y = 0.002$$

5.1.2.3 Οριακή παραμόρφωση, θ_u

Λόγω θεώρησης της ύπαρξης διαφραγματικής λειτουργείας, ο κάθε όροφος ελέγχεται από τέμνουσα και συνεπώς η οριακή παραμόρφωση αστοχίας εκτός επιπέδου εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας (§7.4.2(β)).

Για αργολιθοδομή ισχύει:

$$\theta_u = 0.006$$

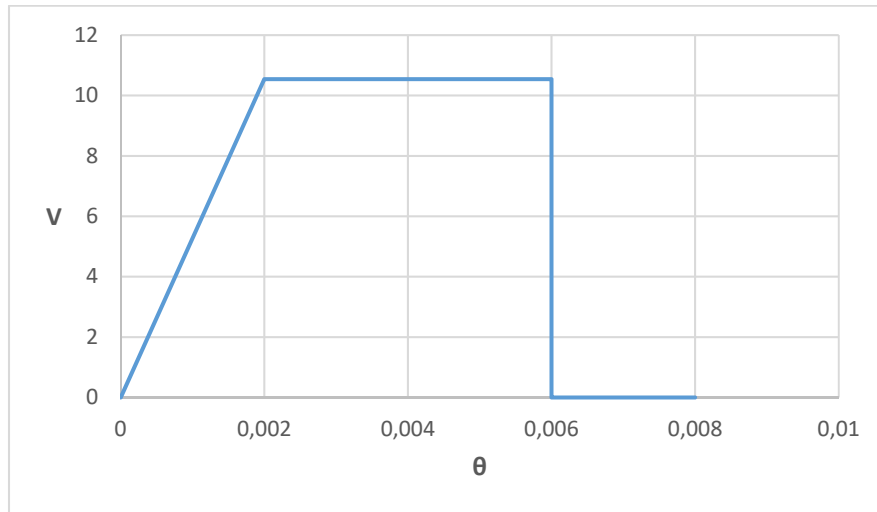
5.1.2.4 Παραμένουσα αντοχής, F_{res}

Η παραμένουσα αντίσταση του τοίχου για δράση εκτός επιπέδου ορίζεται από την παράγραφο §7.1.5(ii) ως:

$$F_{res} = 0$$

5.1.2.5 Διάγραμμα M-θ

Σύμφωνα με τα παραπάνω, το σκελετικό διάγραμμα αντίστασης για τον πεσσό K15(0) για κάμψη εκτός επιπέδου τυπώνεται στο **Σχήμα 5.2**



Σχήμα 5.2: Σκελετικό διάγραμμα $V-\theta$ πεσσού K15(0) εκτός επιπέδου

5.1.2.6 Δείκτης πλαστιμότητας μ_θ

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 3.0$$

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.6 η αναμενόμενη αστοχία χαρακτηρίζεται ως «πλάστιμη» αφού $\mu_\theta \geq 1.5$ και ο έλεγχος πραγματοποιείται σε όρους εντατικών μεγεθών (§9.3.3).

5.1.2.7 Υπολογισμός τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m

Υπολογίζεται ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m_{NC} (§9.3.2):

$$\left. \begin{aligned} m_{NC} &= \frac{\theta_{NC}}{\theta_y} \\ \theta_{NC} &= \frac{\frac{4}{3} \cdot \theta_u}{\gamma_{Rd}} \end{aligned} \right\} \Rightarrow m_{NC} = \frac{4 \cdot \theta_u}{3 \cdot \theta_y \cdot \gamma_{Rd}} = 2.0$$

Όπου $\gamma_{Rd}=2.0$ για κύρια μέλη και δράση εκτός επιπέδου (§9.3.1)

5.1.2.8 Υπολογισμός απομειωμένων δράσεων

$$M_{sd} = M_G + \frac{M_{Ed,E}}{m_{NC}} \cdot C_1 = 50.72 \text{ KNm}$$

$$N_{sd} = N_G + \frac{N_{Ed,E}}{m_{NC}} \cdot C_1 = -218.23 \text{ KN}$$

5.1.2.9 Υπολογισμός αντίστασης του τοίχου

Υπολογίζεται η νέα αντοχή του πεσσού K15(0), σύμφωνα με τα δρώντα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν έπειτα από τη διαίρεση με το m .

Τελικά αντοχή τοίχου:

$$M_{Rd,z} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot t^2 \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_d}\right) = 25.49 \text{ KNm}$$

5.1.2.10 Λόγος ανεπάρκειας

Τέλος, υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας εντός επιπέδου: $\lambda = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd,z}} = 1.99$ **(Αστοχία)**

5.2 Στάθμη επιτελεστικότητας DL

Λόγω της ύπαρξης δυσπαραμόρφωτων διαφραγμάτων, η ικανότητα του κτιρίου υπολογίζεται σε καθολικούς όρους τέμνουσας βάσεως προς την συνολική ικανότητα όλων των πεσσών στην κρίσιμη στάθμη (§9.2.1).

Αρχικά, υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης κατά X αθροίζοντας τις δρώσες τέμνουσες V_{Ed} στη βάση των πεσσών του ισογείου για εδαφική επιτάχυνση $a_{g,DL}=0.096g$ και $q_{DL}=1.0$. Θα παρουσιαστούν, χάριν απλότητας οι έλεγχοι επάρκειας για το σεισμικό συνδυασμό $(G+\psi_2 Q+E_x+0.3E_z)$. Για τους υπόλοιπους σεισμικούς συνδυασμούς οι έλεγχοι πραγματοποιούνται ομοίως.

Εντός επιπέδου

Πεσσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K1	1.9	0.7	-230.08	-79.48	145.93
K2	3	0.7	-435.04	-184.07	389.75
K3	3	0.7	-508.97	-193.52	392.92
K4	1.9	0.7	-384.55	-72.09	137.24
K5	3.9	0.65	-607.33	-193.38	508.78
K7	6.15	0.65	-867.16	-428.30	1331.65
K8	2.05	0.7	-137.08	-59.21	118.42
K9	3.3	0.7	-371.43	-170.77	360.94
K10	2.25	0.7	-307.14	-92.60	167.16
K11	2.9	0.7	-540.27	-103.70	244.23
K12	3.75	0.65	-438.08	-178.00	489.24
K13	0.55	0.55	-44.20	-2.37	3.34
K14	0.55	0.55	-50.38	-1.60	2.33
			ΣV_{Edz}	-1759.09	

Εκτός επιπέδου

Πεσσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K15	1.8	0.7	-157.19	12.49	23.08
K16	2.45	0.7	-306.80	4.50	15.45
K17	3.2	0.7	-217.96	15.52	30.55
K18	1.4	0.7	-53.23	6.90	13.08

K19	1.5	0.65	-271.26	8.42	15.39
K20	2.25	0.65	-356.76	3.49	11.62
K21	3.8	0.65	-626.70	35.74	55.47
K22	1.55	0.65	-218.48	7.08	12.69
K23	1.5	0.65	-173.64	8.82	15.72
K24	2.75	0.65	-271.23	17.82	30.35
K25	2.2	0.65	-191.04	10.15	18.16
K26	1.5	0.65	-183.36	7.63	13.32
K27	1.85	0.7	-423.12	11.16	21.15
K28	2.8	0.7	-669.53	12.97	26.32
K29	3.7	0.7	-844.61	15.47	31.37
ΣV_{Edy}				178.15	

Συνολική τέμνουσα βάσης: **ΣV_{Ed} = 1759.09 + 178.15 = 1937.24 KN**

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η ικανότητα των πεσσών εντός και εκτός επιπέδου:

Εντός επιπέδου

Πεσσός	H ₀	V _f	V _v	V _{Rdz}	έλεγχος από
K1	1.84	99.67	158.34	99.67	κάμψη
K2	2.12	248.11	300.88	248.11	κάμψη
K3	2.03	290.26	321.51	290.26	κάμψη
K4	1.90	139.70	218.15	139.70	κάμψη
K5	2.63	348.66	386.40	348.66	κάμψη
K7	3.11	682.59	586.91	586.91	τέμνουσα
K8	2.00	63.94	88.66	63.94	κάμψη
K9	2.11	246.09	291.00	246.09	κάμψη
K10	1.81	156.29	222.36	156.29	κάμψη
K11	2.36	249.33	322.26	249.33	κάμψη
K12	2.75	248.31	323.09	248.31	κάμψη
K13	1.41	7.43	38.63	7.43	κάμψη
K14	1.45	8.04	40.39	8.04	κάμψη
ΣV_{Rdz}				2692.74	

Εκτός επιπέδου

Πεσσός	H0	M _{Rdz}	V _{Rdy}
K15	1.85	49.40	26.73
K16	3.44	91.66	26.68
K17	1.97	70.21	35.66
K18	1.90	17.80	9.39
K19	1.83	68.09	37.26
K20	3.33	92.81	27.86
K21	1.55	161.40	103.98
K22	1.79	58.41	32.57
K23	1.78	48.21	27.06
K24	1.70	77.21	45.35
K25	1.79	55.30	30.92
K26	1.75	50.42	28.88
K27	1.90	108.50	57.22
K28	2.03	168.84	83.20
K29	2.03	216.74	106.87
ΣV_{Rdy}			679.65

Συνολική ικανότητα πεσσών: $\Sigma V_{Rd} = \Sigma V_{Rdz} + \Sigma V_{Rdy} = 3372.39 \text{ KN}$

$$\text{Λόγος ανεπάρκειας: } \lambda_{DL,x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_x} V_{Ed,i}}{\sum_{i=1}^{n_x} V_{Rd,i}} = \frac{1937.24}{3372.39} = 0.57 \text{ (Επάρκεια)}$$

5.3 Στάθμη επιτελεστικότητας SD

Υπολογίζονται από τη φασματική ανάλυση του φάσματος απόκρισης για το σεισμικό συνδυασμό ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$) τα εντατικά μεγέθη στη βάση των πεσσών του ισογείου, για εδαφική επιτάχυνση $a_{g,SD}=0.129g$.

Εντός επιπέδου

Πεσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K1	1.9	0.7	-227.78	-107.54	196.81
K2	3	0.7	-446.36	-247.76	523.67
K3	3	0.7	-546.13	-259.47	528.91
K4	1.9	0.7	-428.89	-96.47	183.89
K5	3.9	0.65	-652.16	-261.95	684.93
K7	6.15	0.65	-892.16	-571.85	1788.96
K8	2.05	0.7	-96.99	-80.28	159.90
K9	3.3	0.7	-351.26	-230.33	485.67
K10	2.25	0.7	-303.72	-125.59	225.85
K11	2.9	0.7	-573.83	-139.28	328.62
K12	3.75	0.65	-415.81	-237.44	655.94
K13	0.55	0.55	-45.34	-2.91	4.17
K14	0.55	0.55	-53.67	-1.89	2.82

Εκτός επιπέδου

Πεσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K15	1.8	0.7	-134.21	16.78	30.89
K16	2.45	0.7	-302.45	6.04	20.74
K17	3.2	0.7	-151.92	20.85	40.88
K18	1.4	0.7	-11.74	9.27	17.48
K19	1.5	0.65	-298.29	11.32	20.66
K20	2.25	0.65	-376.24	4.69	15.61
K21	3.8	0.65	-653.53	48.03	74.04
K22	1.55	0.65	-225.37	9.51	17.00
K23	1.5	0.65	-167.10	11.86	21.17
K24	2.75	0.65	-225.32	23.95	40.87
K25	2.2	0.65	-148.33	13.64	24.55
K26	1.5	0.65	-178.65	10.26	17.79
K27	1.85	0.7	-480.57	14.99	28.50
K28	2.8	0.7	-760.72	17.43	35.49
K29	3.7	0.7	-954.77	20.79	42.20

Παρουσιάζεται στον παρακάτω **Πίνακας 5.3** οι έλεγχοι επάρκειας των πεσσών εντός επιπέδου στη στάθμη SD.

Εντός επιπέδου

Πεσσός	έλεγχος από	m	μθ	Τρόπος αστοχίας	V _{Sd}	V _{Rd}	λ _{SD}
K1	κάμψη	4.57	5.14	πλάστιμος	33.69	102.98	0.33
K2	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	155.47	256.44	0.61
K3	κάμψη	3.22	3.62	πλάστιμος	121.04	289.42	0.42
K4	κάμψη	4.76	5.35	πλάστιμος	31.07	127.93	0.24
K5	κάμψη	3.18	3.58	πλάστιμος	119.70	339.41	0.35
K7	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	363.86	665.67	0.55
K8	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	49.75	72.67	0.68
K9	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	144.04	259.09	0.56
K10	κάμψη	3.79	4.26	πλάστιμος	47.41	162.62	0.29
K11	κάμψη	3.86	4.34	πλάστιμος	53.98	248.77	0.22
K12	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	151.31	263.53	0.57
K13	κάμψη	12.32	13.86	πλάστιμος	1.04	7.95	0.13
K14	κάμψη	12.82	14.42	πλάστιμος	0.89	8.12	0.11

Πίνακας 5.3: Υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας πεσσών λ_{SD} για δράση εντός επιπέδου

Ακολουθεί η ίδια διαδικασία για κάμψη εκτός επιπέδου.

Εκτός επιπέδου

Πεσσός	m	μθ	Τρόπος αστοχίας	M _{Sd}	M _{Rd}	λ _{SD}
K15	1.50	3.00	πλάστιμος	16.69	43.78	0.38
K16	1.50	3.00	πλάστιμος	6.01	93.44	0.06
K17	1.50	3.00	πλάστιμος	20.74	51.22	0.40
K18	1.50	3.00	πλάστιμος	9.22	4.38	2.10
K19	1.50	3.00	πλάστιμος	11.26	77.06	0.15
K20	1.50	3.00	πλάστιμος	4.66	101.22	0.05
K21	1.50	3.00	πλάστιμος	47.77	174.81	0.27
K22	1.50	3.00	πλάστιμος	9.46	62.29	0.15
K23	1.50	3.00	πλάστιμος	11.79	48.14	0.24
K24	1.50	3.00	πλάστιμος	23.82	67.34	0.35
K25	1.50	3.00	πλάστιμος	13.56	45.13	0.30
K26	1.50	3.00	πλάστιμος	10.20	50.99	0.20
K27	1.50	3.00	πλάστιμος	14.91	126.37	0.12
K28	1.50	3.00	πλάστιμος	17.33	197.03	0.09
K29	1.50	3.00	πλάστιμος	20.67	251.62	0.08

Πίνακας 5.4: Υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας πεσσών λ_{SD} για δράση εκτός επιπέδου

5.4 Στάθμη επιτελεστικότητας NC

Υπολογίζονται από τη φασματική ανάλυση του φάσματος απόκρισης για το σεισμικό συνδυασμό ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$) τα εντατικά μεγέθη στη βάση των πεσσών του ισογείου, για εδαφική επιτάχυνση $a_{g,NC}=0.24g$.

Εντός επιπέδου

Πεσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K1	1.9	0.7	-220.04	-201.92	367.97
K2	3	0.7	-484.41	-462.01	974.11
K3	3	0.7	-671.14	-481.33	986.34
K4	1.9	0.7	-578.03	-178.46	340.80
K5	3.9	0.65	-802.94	-492.59	1277.43
K7	6.15	0.65	-976.25	-1054.68	3327.20
K8	2.05	0.7	37.86	-151.13	299.39
K9	3.3	0.7	-283.42	-430.64	905.21
K10	2.25	0.7	-292.20	-236.53	423.26
K11	2.9	0.7	-686.73	-258.96	612.48
K12	3.75	0.65	-340.89	-437.39	1216.65
K13	0.55	0.55	-49.20	-4.75	6.94
K14	0.55	0.55	-64.74	-2.87	4.45

Εκτός επιπέδου

Πεσός	L	t	Δράσεις		
			NEd	VEdz	MEdy
K15	1.8	0.7	-56.88	31.22	57.18
K16	2.45	0.7	-287.79	11.24	38.56
K17	3.2	0.7	70.21	38.79	75.63
K18	1.4	0.7	127.84	17.25	32.29
K19	1.5	0.65	-389.20	21.06	38.38
K20	2.25	0.65	-441.76	8.72	29.03
K21	3.8	0.65	-743.76	89.35	136.48
K22	1.55	0.65	-248.56	17.69	31.51
K23	1.5	0.65	-145.09	22.06	39.51
K24	2.75	0.65	-70.88	44.56	76.27
K25	2.2	0.65	-4.67	25.38	46.07
K26	1.5	0.65	-162.80	19.08	32.83
K27	1.85	0.7	-673.81	27.89	53.23
K28	2.8	0.7	-1067.47	32.42	66.36
K29	3.7	0.7	-1325.31	38.67	78.62

Παρουσιάζεται στον παρακάτω **Πίνακας 5.6** οι έλεγχοι επάρκειας των πεσσών εντός επιπέδου στη στάθμη SD.

Εντός επιπέδου

Πεσσός	έλεγχος από	m	μθ	Τρόπος αστοχίας	V _{Sd}	V _{Rd}	λ,SD
K1	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	150.47	0.00	-
K2	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	345.22	0.00	-
K3	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	360.39	344.93	1.04
K4	κάμψη	4.76	5.36	πλάστιμος	67.14	146.90	0.46
K5	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	366.86	422.46	0.87
K7	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	791.48	685.70	1.15
K8	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	112.50	0.00	-
K9	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	321.44	0.00	-
K10	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	176.05	160.07	1.10
K11	κάμψη	3.87	4.35	πλάστιμος	118.84	269.67	0.44
K12	τέμνουσα	2.37	2.67	πλάστιμος	328.39	0.00	-
K13	κάμψη	12.59	14.17	πλάστιμος	1.34	7.75	0.17
K14	κάμψη	13.36	15.04	πλάστιμος	1.04	8.05	0.13

Πίνακας 5.5: Υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας πεσσών λ_{NC} για δράση εντός επιπέδου

Ακολουθεί η ίδια διαδικασία για κάμψη εκτός επιπέδου.

Εκτός επιπέδου

Πεσσός	m	μθ	Τρόπος αστοχίας	M _{Sd}	M _{Rd}	λ,SD
K15	2.00	3.00	πλάστιμος	50.72	25.49	1.99
K16	2.00	3.00	πλάστιμος	34.18	90.43	0.38
K17	2.00	3.00	πλάστιμος	67.09	0.00	-
K18	2.00	3.00	πλάστιμος	28.65	0.00	-
K19	2.00	3.00	πλάστιμος	34.03	89.32	0.38
K20	2.00	3.00	πλάστιμος	25.73	111.50	0.23
K21	2.00	3.00	πλάστιμος	121.14	188.84	0.64
K22	2.00	3.00	πλάστιμος	27.95	66.25	0.42
K23	2.00	3.00	πλάστιμος	35.00	43.88	0.80
K24	2.00	3.00	πλάστιμος	67.57	33.93	1.99
K25	2.00	3.00	πλάστιμος	40.78	12.75	3.20
K26	2.00	3.00	πλάστιμος	29.14	48.00	0.61
K27	2.00	3.00	πλάστιμος	47.16	148.53	0.32
K28	2.00	3.00	πλάστιμος	58.78	230.06	0.26
K29	2.00	3.00	πλάστιμος	69.67	294.75	0.24

Πίνακας 5.6: Υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας πεσσών λ_{NC} για δράση εκτός επιπέδου

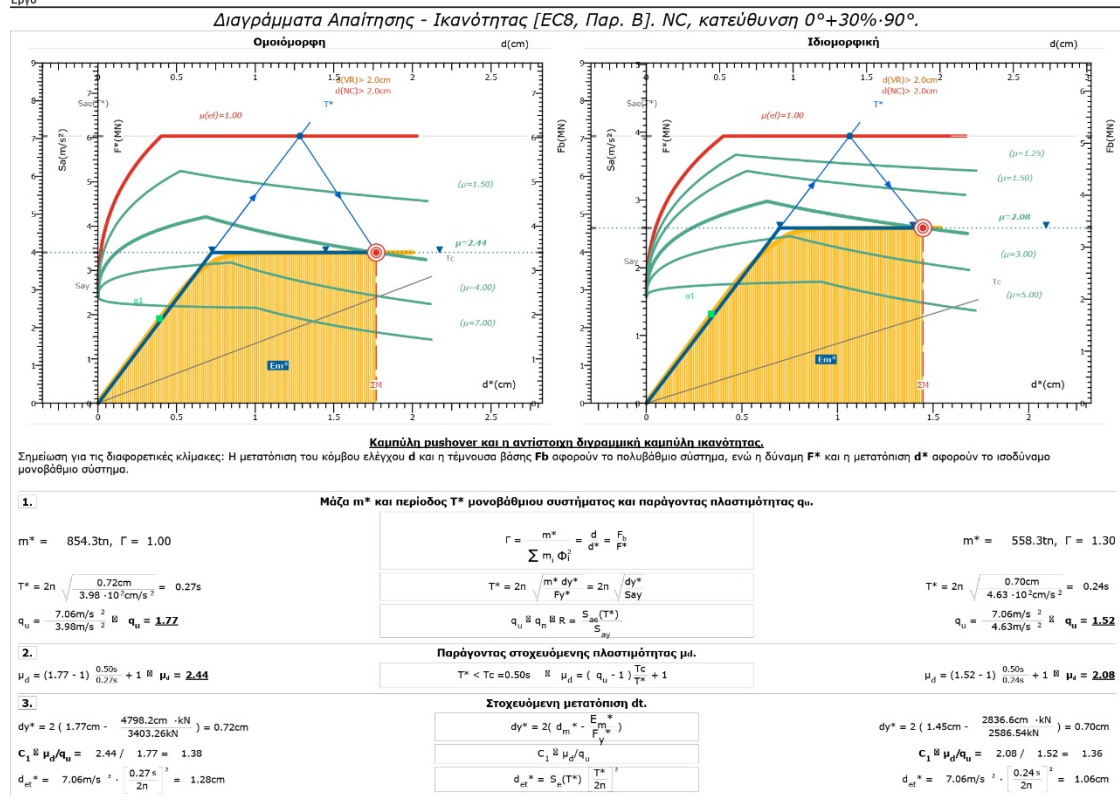
6

Ανελαστική στατική ανάλυση

6.1 Καμπύλη ικανότητας κτιρίου και στοχευόμενη μετακίνηση

Θα παρουσιαστεί ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για τη στάθμη NC σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EC8-1. Τυπώνονται για λόγους σύγκρισης με τις ελαστικές μεθόδους, οι καμπύλες για το σεισμικό συνδυασμό $(G+\psi_2 Q+E_x+0.3E_z)$ με βάση την ομοιόμορφη και διομορφική κατανομή των πλευρικών φορτίων (Σχήμα 6.1). Η επίλυση της μη-γραμμικής ανάλυσης έγινε στο FespaR, όπως τροποποιήθηκε έτσι ώστε να υποστηρίζονται οι διατάξεις του ΚΑΔΕΤ.

Έργο

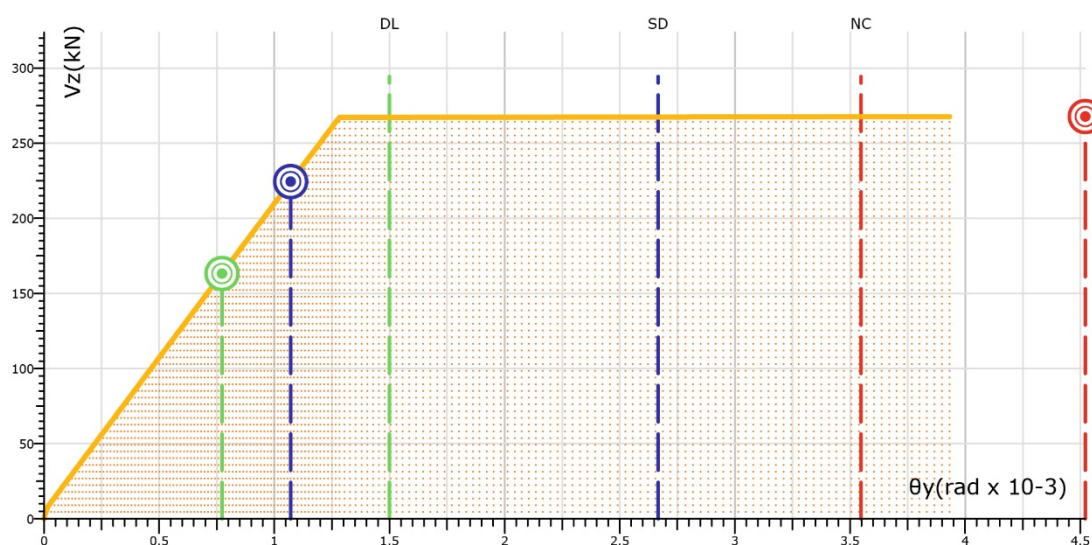


Σχήμα 6.1: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης κτιρίου

Προκύπτει στοχευόμενη μετακίνηση $dt=1.77$ cm για την ομοιόμορφη κατανομή και $dt=1.88$ cm για την ιδιομορφική. Ο υπολογισμός έγινε έπειτα από τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης και την μετατροπή της σε διάγραμμα ADRS. Η μη-γραμμική συμπεριφορά των πεσσών εκφράζεται από τα σκελετικά διαγράμματα σε όρους τέμνουσας-σχετικής μετακίνησης V - θ τα οποία είναι διαφορετικά για δράση εντός και εκτός επιπέδου με βάση τα όσα αναφέρονται στο κεφάλαιο 7 του ΚΑΔΕΤ.

6.2 Καμπύλη αντίστασης πεσσού

Παράλληλα, τυπώνονται οι καμπύλες αντίστασης των πεσσών K3(0) και K15(0) για δράση εντός και εκτός επιπέδου αντίστοιχα, όπως προέκυψαν κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.



Σχήμα 6.2: Καμπύλη αντίστασης πεσσού K3(0) εντός επιπέδου

Για τον πεσσό K3(0) η διαρροή επήλθε όταν η δρώσα τέμνουσα V_{sd} ξεπέρασε τη διατμητική αντοχή $V_{Rd}=262.76$ kN και αυτό συνέβη για σχετική παραμορφωση $\theta < \theta_y = 0.0015$. Στο σημείο της διαρροής το αξονικό φορτίο στο πεσσό ήταν $N_{sd} = -400.79$ kN και η διαρροή ελέγχθηκε από τη ροπή. Για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας ο έλεγχος επάρκειας σε όρους σχετικών μετατοπίσεων παρουσιάζεται στον παρακάτω **Πίνακας 6.1**.

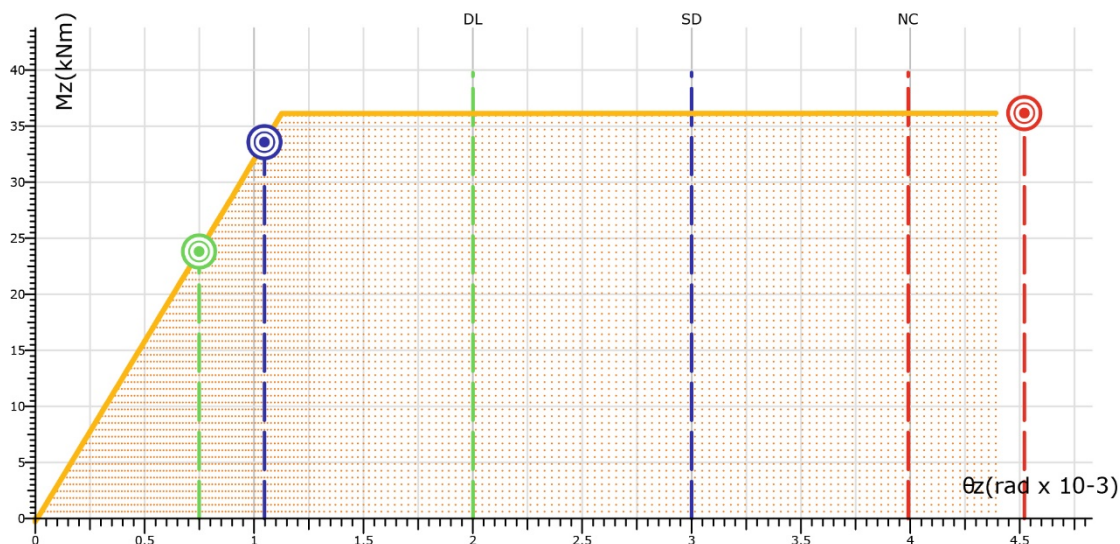
Στάθμη επιτελεστικότητας	θ	θ_d	λ
DL	$0.80 \cdot 10^{-3}$	$1.50 \cdot 10^{-3}$	0.53
SD	$1.07 \cdot 10^{-3}$	$2.67 \cdot 10^{-3}$	0.40
NC	$4.51 \cdot 10^{-3}$	$3.55 \cdot 10^{-3}$	1.28

Πίνακας 6.1: Έλεγχος επάρκειας πεσσού K3(0) για δράση εντός επιπέδου.

Σημειώνεται ότι ο τελικός έλεγχος επάρκειας για τη στάθμη DL και με την προϋπόθεση δύσκαμπτων διαφραγμάτων υπολογίζεται σε καθολικούς όρους τέμνουσας βάσης προς τη συνολική ικανότητα όλων των πεσσών στην κρίσιμη στάθμη (§9.2.1). Εδώ, παρουσιάστηκε ο

έλεγχος του μεμονωμένου πεσσού στη DL, κάτι που θα πραγματοποιούνταν μόνο αν υπήρχαν ευπαράμορφα διαφράγματα (§9.2.1(α)).

Ακολουθεί η παρουσίαση της καμπύλης αντίστασης του πεσσού K15(0) ο οποίος παραμορφώνεται κυρίως εκτός επιπέδου για το σεισμικό συνδυασμό ($G+\psi_2Q+E_x+0.3E_z$).



Σχήμα 6.3: Καμπύλη αντίστασης πεσσού K15(0) εκτός επιπέδου

Η διαρροή για κάμψη εκτός επιπέδου επήλθε όταν η δρώσα ροπή M_{sd} ξεπέρασε την καμπτική αντοχή $M_{Rd}=36.20$ KNm και αυτό συνέβη για σχετική παραμορφωση $\theta < \theta_y=0.002$. Για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας ο έλεγχος επάρκειας σε όρους σχετικών μετατοπίσεων παρουσιάζεται στον παρακάτω **Πίνακας 6.2**.

Στάθμη επιτελεστικότητας	θ	θ_d	λ
DL	$0.76 \cdot 10^{-3}$	$2.0 \cdot 10^{-3}$	0.38
SD	$1.05 \cdot 10^{-3}$	$3.0 \cdot 10^{-3}$	0.35
NC	$4.56 \cdot 10^{-3}$	$4.0 \cdot 10^{-3}$	1.14

Πίνακας 6.2: Έλεγχος επάρκειας πεσσού K15(0) για δράση εκτός επιπέδου.

Σχόλια επί του ΚΑΔΕΤ

Σύμφωνα με την παράγραφο §7.1.2.2.(i) η σχετική μετακίνηση (drift) εντός επιπέδου είναι σταθερή σε κάθε περίπτωση και ίση με $\theta_y=0.0015$. Αντίθετα η τιμή της δύναμης διαρροής F_y , είτε ελέγχεται από κάμψη V_f , (7.2β) είτε από τέμνουσα V_n (7.3α) εξαρτάται αρκετά από την αξονική δύναμη N , η οποία μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.

Κατά το κεφάλαιο 7.4.4 η δυσκαμψία του τοίχου $K = F_y/\delta_y$ επιτρέπεται να λαμβάνεται αμελώντας την επίδραση του αξονικού φορτίου, θεωρώντας σταθερή δυσκαμψία τη δυσκαμψία λόγω των κατακόρυφων δράσεων μόνο του συνδυασμού $G+\psi_2Q$. Αυτό οδηγεί στο αποτέλεσμα η διαρροή να μην προκύπτει στο ίδιο σημείο όταν την ελέγχουμε με βάση

τις δυνάμεις ή με βάση τις μετακινήσεις, κάτι που έρχεται σε αντίθεση με όσα γράφονται στην παράγραφο 9.2.1.

Στο παράδειγμα θεωρήσαμε ότι η διαρροή πραγματοποιήθηκε σε $\theta y' < 0.0015$. Παρ' όλα αυτά το όριο υπέρβασης της στάθμης DL (Άμεση χρήσης) ελέγχθηκε σε $\theta y = 0.0015$, δηλ. θεωρήθηκε ότι το όριο της DL δεν ταυτίζεται με τη διαρροή.

6.3 Λόγοι ανεπάρκειας πεσσών

Τέλος παρουσιάζεται ο συγκεντρωτικός πίνακας των λόγων ανεπάρκειας όλων των πεσσών, όπου επίσης σημειώνεται αν κρίσιμη για τον υπολογισμό είναι η ροπή (M) ή η τέμνουσα (V).

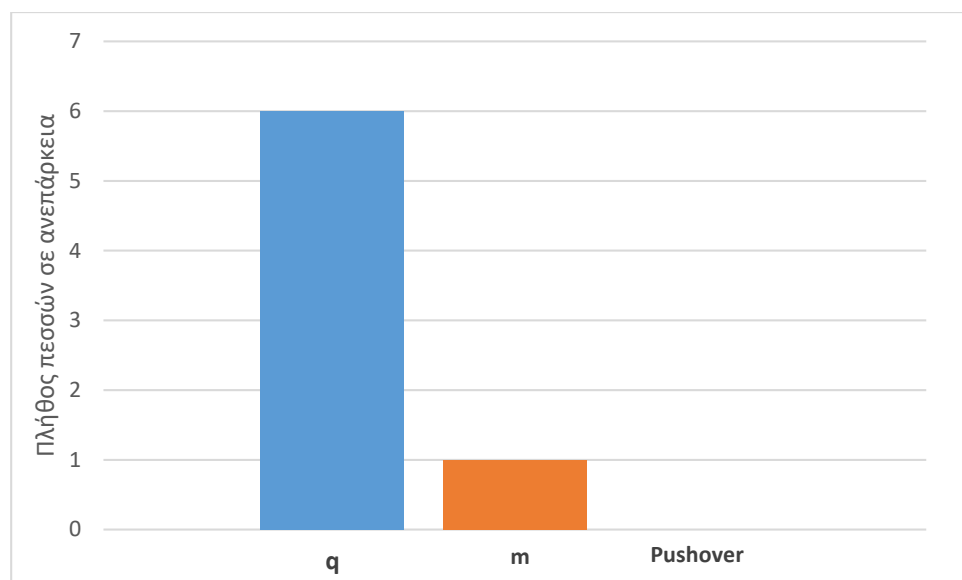
Πεσσός	Λ εντός επιπέδου			Λ εκτός επιπέδου		
	DL	SD	NC	DL	SD	NC
K1(0)	0.53 (M)	0.40 (V)	0.81 (M)	0.16	0.14	0.15
K1(1)	0.49 (M)	0.16 (M)	0.17 (M)	0.19	0.16	0.15
K2(0)	0.53 (M)	0.41 (V)	1.29! (V)	0.14	0.12	0.13
K2(1)	0.51 (M)	0.26 (M)	0.26 (M)	0.14	0.12	0.11
K3(0)	0.53 (M)	0.40 (M)	1.28! (V)	0.11	0.10	0.10
K3(1)	0.51 (M)	0.27 (M)	0.26 (M)	0.07	0.07	0.06
K4(0)	0.52 (M)	0.24 (M)	0.78 (M)	0.11	0.10	0.09
K4(1)	0.49 (M)	0.16 (M)	0.16 (M)	0.07	0.06	0.06
K5(0)	0.48 (V)	0.38 (V)	1.24! (V)	0.13	0.11	0.13
K5(1)	0.39 (M)	0.30 (V)	0.31 (V)	0.11	0.10	0.09
K7(0)	0.47 (V)	0.37 (V)	1.22! (V)	0.10	0.10	0.09
K7(1)	0.39 (V)	0.30 (V)	0.30 (V)	0.06	0.05	0.05
K8(0)	0.46 (M)	0.25 (M)	0.82 (M)	0.15	0.13	0.15
K8(1)	0.36 (M)	0.13 (M)	0.29 (V)	0.15	0.14	0.14
K9(0)	0.46 (M)	0.37 (V)	1.32! (M)	0.13	0.12	0.13
K9(1)	0.38 (M)	0.22 (M)	0.30 (V)	0.11	0.10	0.10
K10(0)	0.47 (M)	0.38 (V)	0.90 (M)	0.13	0.11	0.11
K10(1)	0.41 (M)	0.16 (M)	0.16 (M)	0.10	0.09	0.09
K11(0)	0.44 (M)	0.32 (M)	1.11! (V)	0.11	0.11	0.09
K11(1)	0.33 (M)	0.17 (M)	0.16 (M)	0.07	0.07	0.07
K12(0)	0.48 (V)	0.37 (V)	1.23! (V)	0.11	0.10	0.09
K12(1)	0.40 (M)	0.26 (M)	0.26 (M)	0.07	0.06	0.06
K13(0)	0.22 (M)	0.08 (M)	0.08 (M)	0.35	0.34	1.14!
K14(0)	0.20 (M)	0.07 (M)	0.07 (M)	0.46	0.41	1.19!
K15(0)	0.26 (M)	0.11 (M)	0.11 (M)	0.38	0.35	1.14!
K15(1)	0.28 (M)	0.09 (M)	0.08 (M)	0.33	0.30	0.31
K16(0)	0.16 (M)	0.07 (M)	0.08 (M)	0.28	0.26	0.82
K16(1)	0.26 (M)	0.11 (M)	0.10 (M)	0.03	0.03	0.09
K17(0)	0.21 (M)	0.16 (M)	0.18 (M)	0.35	0.33	1.10!
K17(1)	0.24 (M)	0.13 (M)	0.12 (M)	0.26	0.24	0.25
K18(0)	0.21 (M)	0.08 (M)	0.09 (M)	0.34	0.33	1.09!
K18(1)	0.24 (M)	0.09 (M)	0.09 (M)	0.26	0.25	0.25
K19(0)	0.20 (M)	0.07 (M)	0.07 (M)	0.39	0.36	1.14!
K19(1)	0.21 (M)	0.05 (M)	0.05 (M)	0.36	0.32	0.31
K20(0)	0.16 (M)	0.06 (M)	0.06 (M)	0.28	0.26	0.81
K20(1)	0.22 (M)	0.08 (M)	0.08 (M)	0.02	0.02	0.07
K21(0)	0.18 (V)	0.14 (V)	0.14 (V)	0.45	0.42	1.18!
K21(1)	0.18 (M)	0.12 (M)	0.11 (M)	0.40	0.36	0.35
K22(0)	0.19 (M)	0.07 (M)	0.08 (M)	0.34	0.33	1.08!
K22(1)	0.18 (M)	0.05 (M)	0.05 (M)	0.27	0.25	0.25
K23(0)	0.17 (M)	0.06 (M)	0.06 (M)	0.39	0.35	1.13!
K23(1)	0.14 (M)	0.04 (M)	0.03 (M)	0.36	0.33	0.32
K24(0)	0.17 (M)	0.11 (M)	0.11 (M)	0.32	0.32	1.10!
K24(1)	0.14 (M)	0.07 (M)	0.06 (M)	0.20	0.23	0.25
K25(0)	0.21 (M)	0.11 (M)	0.11 (M)	0.33	0.32	1.07!
K25(1)	0.19 (M)	0.07 (M)	0.07 (M)	0.25	0.23	0.23
K26(0)	0.17 (M)	0.06 (M)	0.06 (M)	0.34	0.33	1.08!
K26(1)	0.15 (M)	0.04 (M)	0.04 (M)	0.29	0.26	0.27
K27(0)	0.15 (M)	0.07 (M)	0.06 (M)	0.37	0.34	1.10!
K27(1)	0.10 (M)	0.03 (M)	0.03 (M)	0.32	0.29	0.27
K28(0)	0.17 (M)	0.13 (M)	0.11 (M)	0.35	0.32	1.08!
K28(1)	0.12 (M)	0.06 (M)	0.06 (M)	0.27	0.24	0.22
K29(0)	0.14 (V)	0.12 (V)	0.10 (V)	0.31	0.29	1.03!
K29(1)	0.10 (M)	0.07 (M)	0.07 (M)	0.20	0.18	0.13

Πίνακας 6.3: Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας πεσσών για το σεισμικό συνδυασμό $G+\psi_2 Q+E_x+0.3E_z$

7

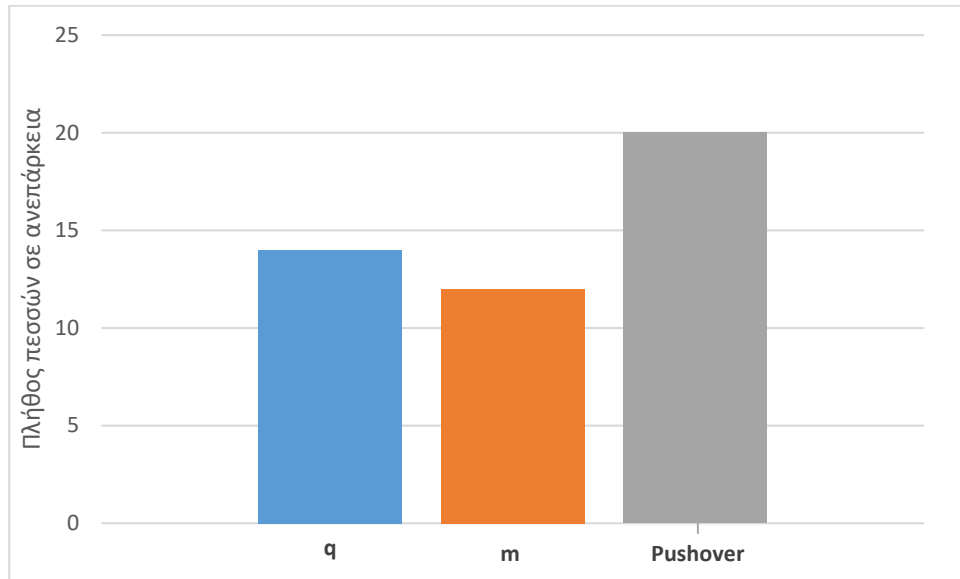
Σύγκριση αποτελεσμάτων

Τέλος, απαριθμούνται οι ανεπάρκειες για κάθε μέθοδο ανάλυσης και παρουσιάζονται στο **Σχήμα 7.1** για τη στάθμη επιτελεσματικότητας SD και στο **Σχήμα 7.2** για τη στάθμη NC.



Σχήμα 7.1: Πλήθος ανεπαρειών για κάθε μέθοδο ανάλυσης στην SD

Στη στάθμη SD παρατηρείται ότι η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q είναι αρκετά δυσμενέστερη, καθώς αστοχούν 6 πεσσοί. Αντίθετα στην ανάλυση Pushover δεν προκύπτει καμία ανεπάρκεια, ενώ στη μέθοδο του τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m μόλις ένας πεσσός παρουσιάζει ανεπάρκεια.



Σχήμα 7.2: Πλήθος ανεπαρκειών για κάθε μέθοδο ανάλυσης στην NC

Στη στάθμη επιτελεστικότητας NC η εικόνα αντιστρέφεται και στην ανάλυση Pushover προκύπτουν οι περισσότερες ανεπάρκειες όπου $\lambda > 1$. Παρ' όλα αυτά οι περισσότερες από αυτές τις ανεπάρκειες είναι οριακές, καθώς 10 πεσσοί παρουσιάζουν λ στο εύρος τιμών από 1.0 έως 1.11.

8

Βιβλιογραφία

- [1] **ΕΛΟΤ** EN 1996-1-1, Ευρωκώδικας 6: Υπολογισμός Κατασκευών από Τοιχοποιία.
- [2] **ΕΛΟΤ** EN 1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια.
- [3] **ΕΛΟΤ** EN 1998-3, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις.
- [4] **ΟΑΣΠ**, «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», Αθήνα, 2017
- [5] **ΟΑΣΠ**, «Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ)», Προσχέδιο.
- [6] **ΟΑΣΠ**, «Προσχέδιο Ρυθμιστικού Πλαισίου για τις δομητικές επεμβάσεις και την αντισεισμική προστασία των Μνημείων» 2010.
- [7] **S. Logamarsion, A. Penna, Al. Galasco, S. Cattari**, “TREMURI program An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings”, Engineering Structures, 56, 1787-1799, 2013.
- [8] **Φυλλίτσα Β. Καραντώνη**, "Κατασκευές από τοιχοποιία", Παπασωτηρίου, 2004.
- [9] **Miha Tomazevic**, "Αντισεισμικός σχεδιασμός κτηρίων από τοιχοποιία", Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004.