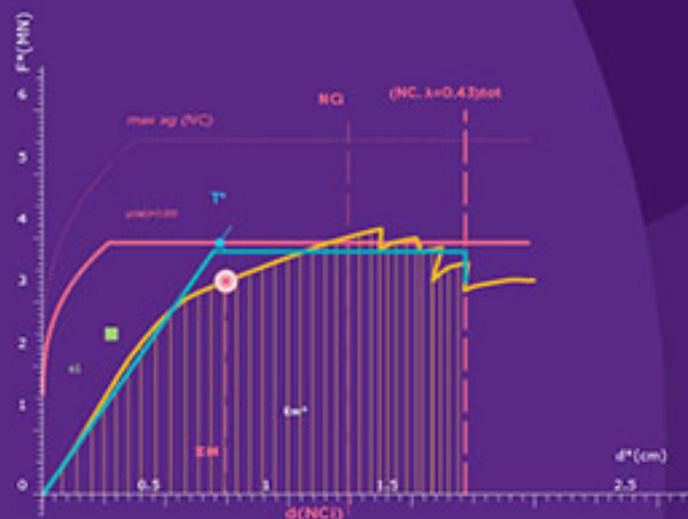
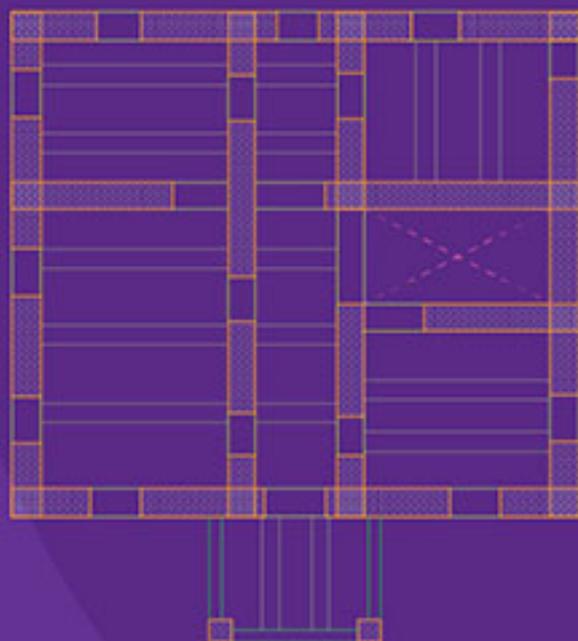
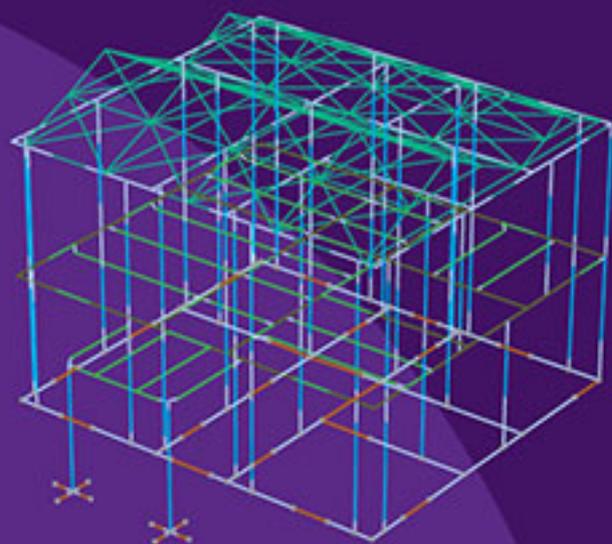


Παραδείγματα Μελετών Στατικής Επάρκειας και Ενισχύσεων Φέρουσας Τοιχοποιίας κατά EC8-3 & ΚΑΔΕΤ

- α) Μελέτη Στατικής Επάρκειας αυθαίρετου, μικτού κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία και Ο/Σ
- β) Μελέτη Ενίσχυσης δώροφου διατηρητέου κτιρίου
- γ) Ενίσχυση με Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (IAM)



Fespa T

For Windows

Παραδείγματα Μελετών Στατικής Επάρκειας και ενισχύσεων Φέρουσας
Τοιχοποιίας κατά EC8-3 & ΚΑΔΕΤ

- α) Μελέτη Στατικής Επάρκειας αυθαίρετου, μικτού κτιρίου από Φέρουσα
Τοιχοποιία και Ο/Σ
- β) Μελέτη ενίσχυσης δώροφου διατηρητέου κτιρίου
- γ) **NEO**: Ενίσχυση με Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (IAM)



Αθήνα, Ιούνιος 2022

Version 2.1.2

Πίνακας περιεχομένων

1	ΜΣΕ αυθαίρετου, μικτού κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία και Ο/Σ	5
1.1	Ο φορέας του παραδείγματος	5
1.2	Τα στάδια της μελέτης	8
1.3	Τεκμηρίωση υφιστάμενου φορέα	9
1.3.1	Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.)	9
1.3.2	Φορτία	10
1.3.3	Αντοχές υλικών	11
1.4	Εισαγωγή προσομοιωμάτων κτιρίου	12
1.4.1	Τα βήματα της μελέτης με το FespaT & FespaR	12
1.4.2	Εισαγωγή του φορέα στο FespaT – Περιγραφή προσομοιώματος	12
1.5	Επίλυση & Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας	17
1.5.1	Ορισμός παραμέτρων μελέτης	17
1.5.2	Έλεγχος επάρκειας σε στατικά φορτία	26
1.5.3	Επίλυση με Pushover και έλεγχοι επάρκειας	26
1.5.4	Επίλυση με ελαστική Χρονοϊστορία και έλεγχοι επάρκειας	31
1.6	Αναλυτικά αποτελέσματα	35
1.6.1	Αναλυτικά αποτελέσματα Pushover	35
1.6.2	Αναλυτικά αποτελέσματα ελαστικής Χρονοϊστορίας	54
2	Μελέτη ενίσχυσης διατηρητέου δώροφου κτιρίου από αργολιθοδομή	61
2.1	Ο φορέας του παραδείγματος	61
2.2	Τα στάδια της μελέτης	65
2.3	Εισαγωγή προσομοιωμάτων κτιρίου και επίλυση	65
2.3.1	Τα βήματα της μελέτης με το FespaT espaR	65
2.3.2	Εισαγωγή του φορέα στο FespaT – Περιγραφή γεωμετρίας όψεων και υπολογιστικό προσομοίωμα	66
2.4	Έλεγχος επάρκειας υφιστάμενου φορέα	74
2.4.1	Τοπικοί έλεγχοι επάρκειας μελών	75
2.5	Επιλογή και εισαγωγή ενισχύσεων στο FespaT	76
2.5.1	Ομογενοποίηση μάζας με ενέματα και διπλό βαθύ αρμολόγημα	76
2.5.2	Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου και μετατροπή του σε διάφραγμα	78
2.6	Έλεγχος επάρκειας ενισχυμένου φορέα	81

2.6.1	Τοπικοί έλεγχοι επάρκειας μελών	81
2.6.2	Σύγκριση ενισχυμένου με υφιστάμενο φορέα	82
3	Ενίσχυση κτιρίου με IAM	85
3.1	Τι είναι τα Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (IAM);.....	86
3.2	Εισαγωγή παραμέτρων ενίσχυσης με IAM στο FespaT	86
3.3	Έλεγχος επάρκειας ενισχυμένου φορέα με IAM.....	91
3.3.1	Τοπικοί έλεγχοι επάρκειας μελών	91
4	Παράρτημα Α (Συνολική φέρουσα ικανότητα).....	95
4.1	Μη γραμμική ανάλυση Pushover	95
4.2	Ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας.....	97
5	Παράρτημα Β (Ερήμην τιμές Φέρουσας τοιχοποιίας)...	99
6	Παράρτημα Γ (Υπολογισμοί ενισχύσεων με IAM)	103
6.1	Κάμψη εντός επιπέδου:.....	103
6.2	Τέμνουσα εντός επιπέδου :	104
6.3	Κάμψη εκτός επιπέδου:	104
6.4	Ανατροπή εκτός επιπέδου:.....	104
7	Βιβλιογραφία	107

1

ΜΣΕ αυθαίρετου, μικτού κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία και Ο/Σ

1.1 Ο φορέας του παραδείγματος

Η μελέτη αφορά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου, αυθαίρετου μικτού κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία και Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Πρόκειται για τριώροφο κτίριο, ορθογωνικής κάτοψης, με περιμετρικούς τοίχους από αργολιθοδομή και εσωτερικό σκελετό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Ζητείται η Μελέτη Στατικής Επάρκειας του εν λόγω κτιρίου με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8-3 και του ΚΑΔΕΤ, λαμβάνοντας υπόψη το σεισμικό φορτίο που ίσχυε την ημερομηνία κατασκευής τους φέροντος οργανισμού του κτιρίου.

Γενικά Δεδομένα

- Ημερομηνία κατασκευής: 1986
- Σύγχρονη σεισμική επιτάχυνση: $\alpha_g=0.24$, EC8-1
- Σεισμική επιτάχυνση έτους κατασκευής: $e=0.06$, AK85
- Είδος εδάφους: Αργίλος ξηρή και σκληρή
- Βάθος θεμελίωσης: $D=0.80$ m

Δεδομένα Φέρουσας τοιχοποιίας

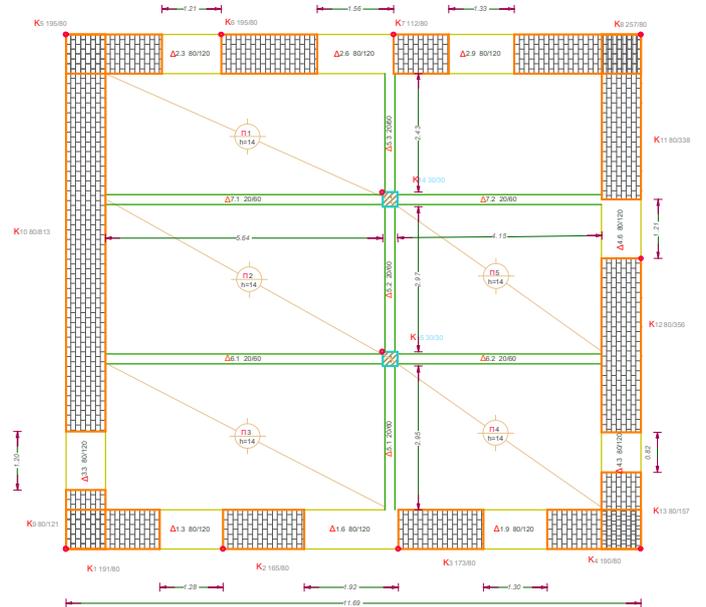
- Δίστρωτη αργολιθοδομή, μεταβλητού πάχους καθ' ύψος με επιμέρους αντοχές:
 - Μέση θλιπτική αντοχή λιθώματος: $f_b=40.0$ MPa
 - Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος $f_{mort}=5.5$ MPa

- Υπέρθυρα με ανώφλι από Ο/Σ
- Σ.Α.Δ Φέρουσας Τοιχοποιίας: Ικανοποιητική
- Δύσκαμπτα διαφράγματα στους ορόφους
- Θεμελίωση τοίχων χωρίς διαπλάτυνση στην έδραση

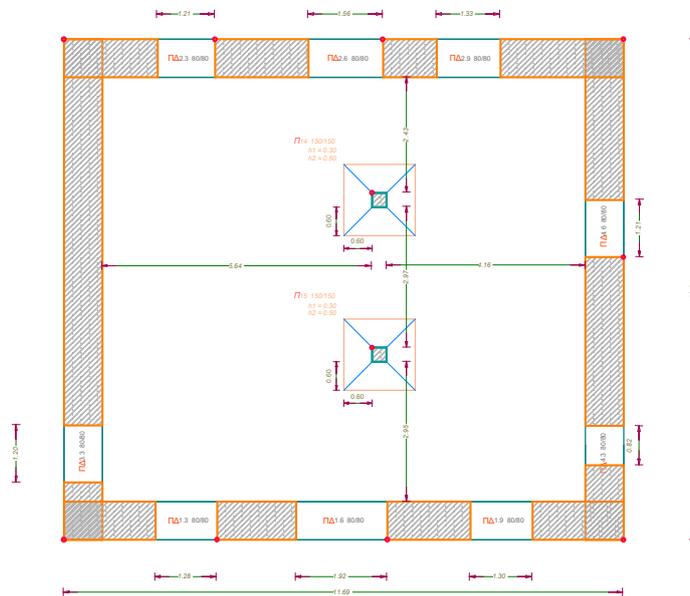
Δεδομένα Οπλισμένου Σκυροδέματος

- Μέση αντοχή σκυροδέματος: $f_{cm}=16.0$ MPa
- Μέση αντοχή χάλυβα: $f_{ym}=450.0$ MPa
- Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων: $f_{ym}=280.0$ MPa
- Σ.Α.Δ Οπλισμένου Σκυροδέματος: Ικανοποιητική
- Θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα

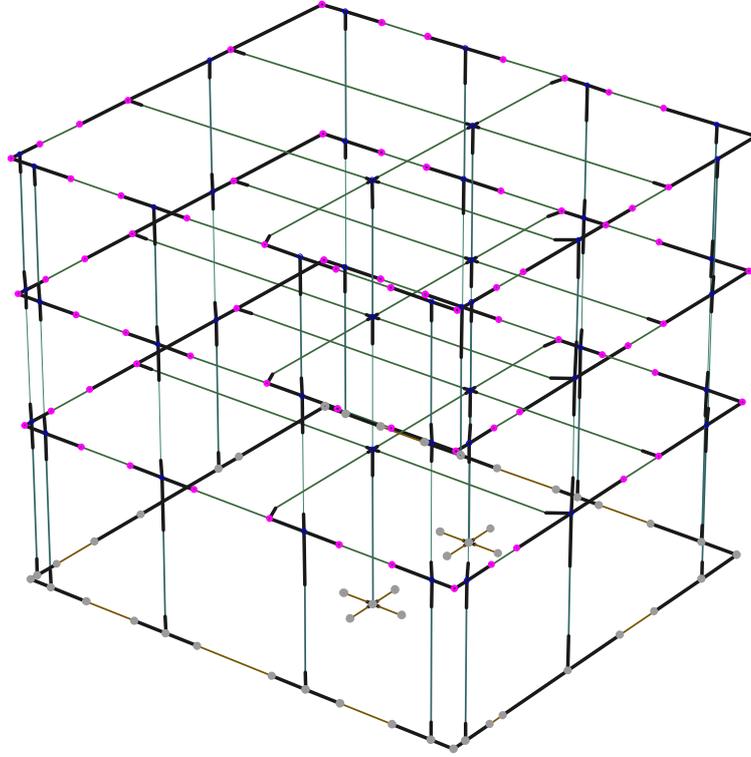
Στο **Σχήμα 1.1** και **Σχήμα 1.2** παρουσιάζονται ο ξυλότυπος οροφής ισογείου και η θεμελίωση αντίστοιχα, ενώ στην **Εικόνα 1.1** απεικονίζεται το τρισδιάστατο υπολογιστικό προσομοίωμα στο 3DV.



Σχήμα 1.1: *Ευλότυπος οροφής ισογείου και ορόφου, υψόμετρο οροφής ισογείου=3.60 m, υψόμετρο οροφής A ορόφου=6.60 m, υψόμετρο οροφής B ορόφου= 9.60 m.*



Σχήμα 1.2: *Ευλότυπος θεμελίωσης.*



Εικόνα 1.1: Τρισδιάστατο προσομοίωμα υφιστάμενου κτιρίου στο 3DV.

1.2 Τα στάδια της μελέτης

Το κτίριο εισάγεται σε ενιαίο προσομοίωμα, όπου συνυπάρχουν τα μέλη φέρουσας τοιχοποιίας (πεσσοί/ υπέρθυρα) με τα μέλη από Ο/Σ (υποστυλώματα/ δοκοί). Πραγματοποιείται ενιαία ανάλυση και στα αποτελέσματα κάθε υλικό αποτιμάται με τον κανονισμό του, δηλαδή EC8-3 και ΚΑΔΕΤ για την τοιχοποιία και ΚΑΝΕΠΕ για το σκυρόδεμα.

Τα βήματα που ακολουθούνται για τη μελέτη είναι τα εξής:

- Εισαγωγή προσομοιώματος (πεσσοί – υπέρθυρα – δεσμικές δοκοί – υποστυλώματος – δοκοί), φορτίων και σπλισμών στα μέλη Ο/Σ.
- Περιγραφή γεωμετρίας όψεων τοιχοποιίας μέσω των παραμέτρων των υπερθύρων.
- Παραγωγή υπολογιστικού προσομοιώματος.

- Περιγραφή μελέτης: Προσθήκες – Ενισχύσεις – Αποτίμηση, Αποτίμηση **Φ.Ι.**
- Επιλογή **στάθμης επιτελεστικότητας**. (Γ1 για σπουδαιότητα ΙΙ, ΚΑΝΕΠΕ Παράρτημα 2.1).
- Αναγωγή ελαστικού φάσματος σε ισοδύναμο ελαστικό φάσμα του «σεισμού εποχής».
- Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας δεδομένων (**Σ.Α.Δ.**).
- Εισαγωγή **ιδιοτήτων υλικών τοιχοποιίας**.
- Εισαγωγή **ιδιοτήτων σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμού**.
- Επίλυση με ανάλυση **Pushover** ή **ελαστική χρονοϊστορία**.
- Επίλυση και **έλεγχος επάρκειας** των μελών από φέρουσα τοιχοποιία με EC8-3 και ΚΑΔΕΤ και των μελών από Ο/Σ με ΚΑΝΕΠΕ.

1.3 Τεκμηρίωση υφιστάμενου φορέα

1.3.1 Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.)

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) ορίζεται «Ικανοποιητική» επειδή οι αντοχές των μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, καθώς και η αντοχή του λίθου και του επιμέρους κονιάματος των αρμών έχουν προσδιοριστεί πειραματικά.

Συμπέρασμα:

Επίπεδο γνώσης για τον υφιστάμενο φορέα **KL2**: Κανονική (Ικανοποιητική) γνώση τόσο για το Οπλισμένο Σκυρόδεμα, όσο και για την Τοιχοποιία, άρα σύμφωνα με τον **Πίνακα 1.1** (ΚΑΔΕΤ §4.5.3.1) και τον **Πίνακα 1.2** (EC8-3 §3.3.1) επιλέγονται οι συντελεστές γ_m για την τοιχοποιία και CF για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα.

Επίπεδο γνώσης (KL) Στάθμη αξιοπιστίας (ΣΑΔ)		Έλεγχος σε όρους	
		Παραμορφώσεων $\gamma_{m, \text{παραμ.}}$	Δυνάμεων $\gamma_{m, \text{δυναμ.}}$
Ανεκτή	KL1	1.20	1.50
Ικανοποιητική	KL2	1.10	1.35
Υψηλή	KL3	1.00	1.20

Πίνακας 1.1: Επί μέρους συντελεστές γ_m υφιστάμενης φέρουσας τοιχοποιίας βάσει ΣΑΔ.

	Συντελεστές εμπιστοσύνης CF		Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας			
			Σκυρ/μα γ'c		Χάλυβας γ's	
	GR	CY	GR	CY	GR	CY
KL1 Περιορισμένη γνώση	1.30	1.35	1.65		1.25	
KL2 Κανονική γνώση	1.20		1.50	1.50	1.15	1.15
KL3 Πλήρης γνώση	1.10	1.00	1.35		1.05	

Πίνακας 1.2: Συντελεστές εμπιστοσύνης σκυροδέματος CFc, χάλυβα CFs και επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ'c και γ's για υφιστάμενα υλικά ανάλογα με το Επίπεδο Γνώσης (Σ.Α.Δ.) για εθνικό προσάρτημα Ελλάδας και Κύπρου. Βλ. EC8-3 §2.2.1(7)A & §3.3.1(4).

1.3.2 Φορτία

- **Φορτία μόνιμα:** Με διεξοδική επί τόπου αποτύπωση.

Τροποποιούμε κατάλληλα την τιμή του πρόσθετου μόνιμου φορτίου στο δάμα, αλλά και στους υπόλοιπους ορόφους όπου κρίνεται απαραίτητο.

Είδος τοιχοπλήρωσης	Μπατική	Δρομική
Πλήρης	9,0 kN/m	6,0 kN/m
Με ανοιγόμενη πόρτα	5,0 kN/m	3,0 kN/m

Πίνακας 1.3: Τιμές πρόσθετου μόνιμου φορτίου τοιχοπλήρωσης ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι ανοίγματος.

- **Φορτία κινητά:** Σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό φορτίσεων (EC1, Πίνακας 6.2), 2.0kN/m² γενικώς, 3.5kN/m² κλιμάκων, 4.0kN/m² προβόλων

Τροποποιούμε κατάλληλα τα κινητά φορτία των πλακών ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του ορόφου (βλ. EC1-1-1 πιν. 6.1-6.9).

- **Χρήση ορόφου**

Τροποποιούμε κατάλληλα για κάθε στάθμη την τιμή του συντελεστή φ_i («Οροφος > Αντισεισμικός > ΣΣΜΔ μάζα (ψE=φ*ψ2) φ= ...»).

$$\sum G_{k,j} + \sum \varphi_i \cdot \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	φ
Κατηγορίες A-C	Δώμα	1,0
	Συσχετισμένες χρήσεις ορόφων	0,8
	Μη-συσχετισμένες χρήσεις ορόφων	0,5
Κατηγορίες D-F και αρχεία		1,0

Πίνακας 1.4: (EC8-1 πιν. 4.2) Τιμές του φ βάσει της κατηγορίας χρήσης του ορόφου (βλ. EC0 πιν. A1.1) και της συσχέτισης των χρήσεων των ορόφων.

Για το δώμα:

- «Όροφος > Αντισεισμικός > ΣΣΜΔ μάζα ($\psi E = \varphi \cdot \psi_2$) $\varphi = 1.0$ »

Για τους υπόλοιπους ορόφους (όροφοι με μη συσχετισμένες χρήσεις):

- «Όροφος > Αντισεισμικός > ΣΣΜΔ μάζα ($\psi E = \varphi \cdot \psi_2$) $\varphi = 0.5$ »

Σημείωση

Εάν εξασφαλιστεί η Σ.Α.Δ. γεωμετρικών δεδομένων υψηλή, τότε $\gamma_{g,q} = 1,00$ και άρα $\gamma_{sd} * \gamma_{g,q} = 1,00$, ενώ για ΣΑΔ ικανοποιητική ισχύει $\gamma_{sd} * \gamma_{g,q} = 1,10$, μία επιθυμητή ελάφρυνση των σεισμικών φορτίων.

1.3.3 Αντοχές υλικών

1.3.3.1 Φέρουσα τοιχοποιία

Κατά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των αντοχών για τους υφιστάμενους πεσσούς και υπέρθυρα. Έτσι, εισάγονται οι μέσες τιμές των επιμέρους αντοχών της φέρουσας τοιχοποιίας:

- Τύπος τοιχοποιίας: Αργολιθοδομή
- Μέση θλιπτική αντοχή λίθου: $f_b = 40.0$ MPa
- Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος: $f_{mort} = 5.5$ MPa

1.3.3.2 Οπλισμένο σκυρόδεμα

Ομοίως και για το οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των αντοχών για το σκυρόδεμα και το χάλυβα.

- Μέση αντοχή σκυροδέματος: $f_{cm} = 16.0$ MPa
- Μέση αντοχή χάλυβα St III: $f_{ym} = 450$ MPa
- Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων St I: $f_{ywm} = 280$ MPa
- Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού es_u [%] = 5.00

1.4 Εισαγωγή προσομοιωμάτων κτιρίου

1.4.1 Τα βήματα της μελέτης με το FespaT & FespaR

Η μελέτη στατικής επάρκειας θα πραγματοποιηθεί ενιαία σε μία φάση. Ο φορέας θα περιγράφει σε ενιαίο προσομοίωμα, θα επιλυθεί στο σύνολό του όλος μαζί, ενώ η φέρουσα ικανότητα κάθε υλικού θα ελεγχθεί ανεξάρτητα. Θα χρησιμοποιηθεί ο EC8-3 και ο ΚΑΔΕΤ για την φέρουσα τοιχοποιία και ο ΚΑΝΕΠΕ για το Ο/Σ. Τα βήματα της μελέτης είναι τα εξής:

Βήμα 1: Εισαγωγή του **προσομοιώματος** (γεωμετρία, φορτία, κτλ.) της κατασκευής και αυτόματη παραγωγή υπολογιστικού προσομοιώματος.

Βήμα 2: Γενική περιγραφή εργασίας: **Προσθήκες – Ενισχύσεις – Αποτίμηση**.
Στόχος μελέτης: **Αποτίμηση Φ.Ι.**

Βήμα 3: Επιλογή **στάθμης επιτελεστικότητας**. (Γ1 για σπουδαιότητα II).

Βήμα 4: Επιλογή **a_g** για στάθμη επιτελεστικότητας NC ($a_{g,N} = 0.24g$ για Z2) και ισχύοντα κανονισμό την εποχή ανέγερσης του αυθαίρετου (Α.Κ. 85).

Βήμα 5α: Ορισμός της Σ.Α.Δ. για την τοιχοποιία (ικανοποιητική).

Βήμα 5β: Ορισμός της Σ.Α.Δ. για το οπλισμένο σκυρόδεμα (ικανοποιητική).

Βήμα 6α: Εισαγωγή **χαρακτηριστικών των υλικών της τοιχοποιίας**.

Βήμα 6β: Εισαγωγή **χαρακτηριστικών του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού**.

Βήμα 7: Εισαγωγή των παραμέτρων αποτίμησης με Pushover ή Χρονοϊστορία.

Βήμα 8: **Επίλυση και έλεγχος** επάρκειας πεσσών – υπερθύρων – δοκών – υποστρωμάτων

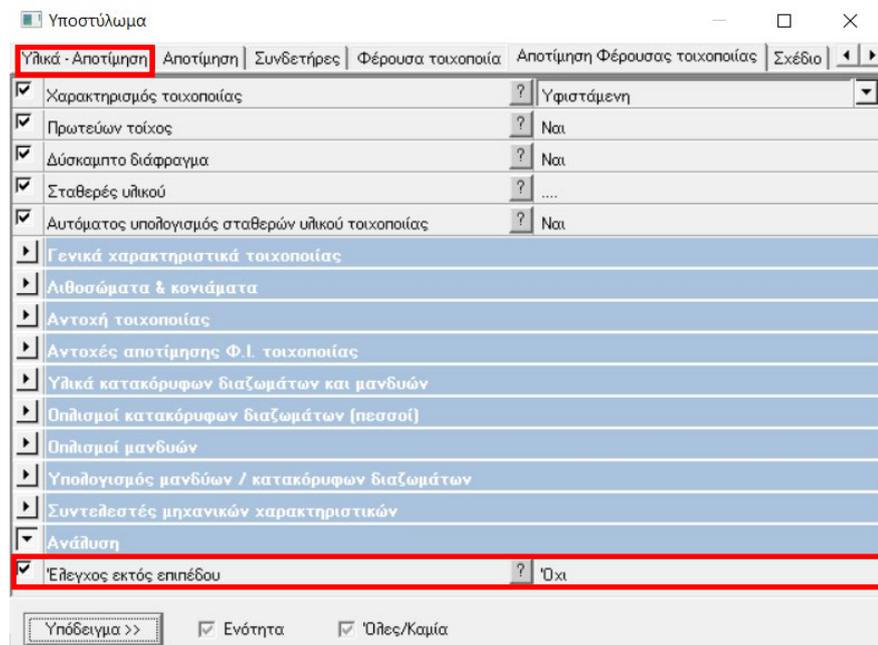
1.4.2 Εισαγωγή του φορέα στο FespaT – Περιγραφή προσομοιώματος

Αρχικά εισάγονται οι **πεσσοί** του κτιρίου, ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα:

- Περιγραφή **καννάβου**.
- **Εισαγωγή πεσσών** ως υποστυλωμάτων ορίζοντας την παράμετρο «Υποστύλωμα > Διατομή > Είδος υλικού = Τοιχοποιία»). Διακόπτονται εκεί που υπάρχουν ανοίγματα. Οι πεσσοί είναι εξ ορισμού ορθογωνικής διατομής και θα πρέπει να δίνονται επικαλυπτόμενοι στις γωνίες.

Προκειμένου να μην πραγματοποιηθεί ο έλεγχος εκτός επιπέδου σε πεσσούς μικρού μήκους που στηρίζονται εγκάρσια από άλλους τοίχους τροποποιούμε την παράμετρο «Υποστύλωμα > Αποτίμηση φέρουσας τοιχοποιίας > Έλεγχος εκτός επιπέδου».

Οι πεσσοί, στους οποίους απενεργοποιείται ο έλεγχος εκτός επιπέδου είναι οι K1, K4, K5, K9, K13.



Εικόνα 1.2: Απενεργοποίηση ελέγχου εκτός επιπέδου σε πεσσοί που στηρίζεται εγκάρσια από άλλο πεσσοί.

Παρατήρηση

Στο παρόν παράδειγμα ο πεσσοίς K10 έχει μήκος 813 cm και έχει προσομοιωθεί με ένα μέλος. Το Fespa T διαθέτει ένα ειδικό μη γραμμικό μέλος (βλέπε §1.6.1) στο οποίο συμπεριλαμβάνονται τα διατμητικά έργα (μέλος Timoshenko) τα οποία έχουν μεγάλη επίδραση σε πεσσούς μεγάλου μήκους. Επίσης, στην επιλογή ενός και μόνο μέλους συνηγορεί το πνεύμα των κριτηρίων αποδοχής, όπως ο

υπολογισμός της διατμητικής αντοχής V_{Rd} , τα οποία εκφράζονται σε όρους εντατικών μεγεθών και βασίζονται στην υπόθεση της επιπεδότητας των διατομών.

Εναλλακτικά, σε περίπτωση που ο μελετητής επιθυμεί να διαχωρίσει τον τοίχο σε περισσότερους από ένα πεσσό, ο αριθμός των επιμέρους μελών n μπορεί να επιλεγεί από τη σχέση Σ6.1 του ΚΑΔΕΤ:

$$\left[\frac{3l_w}{4h_w} \right]_{\max, \text{int}} \leq n \leq \left[\frac{3l_w}{2h_w} \right]_{\min, \text{int}}$$

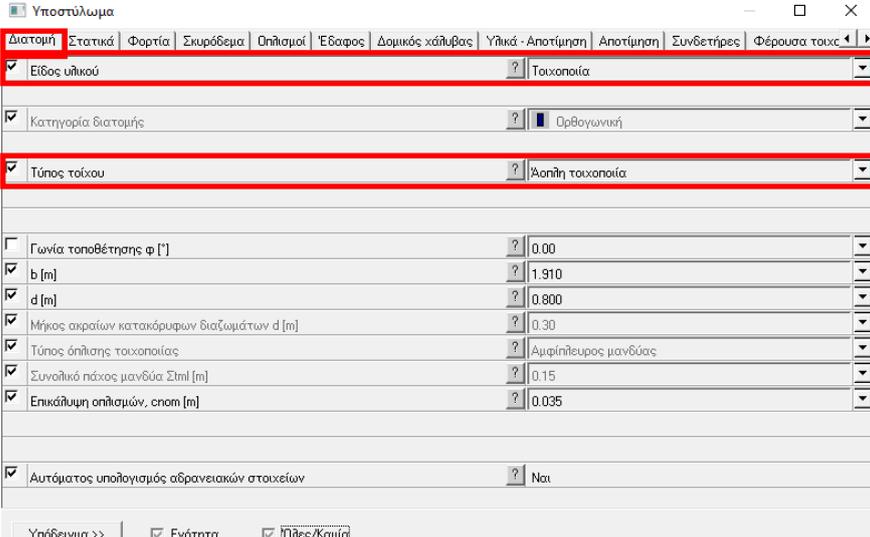
l_w το συνολικό μήκος του τοίχου

h_w το ύψος του τοίχου

\max, int πλησιέστερος μεγαλύτερος ακέραιος αριθμός

\min, int πλησιέστερος μικρότερος ακέραιος αριθμός

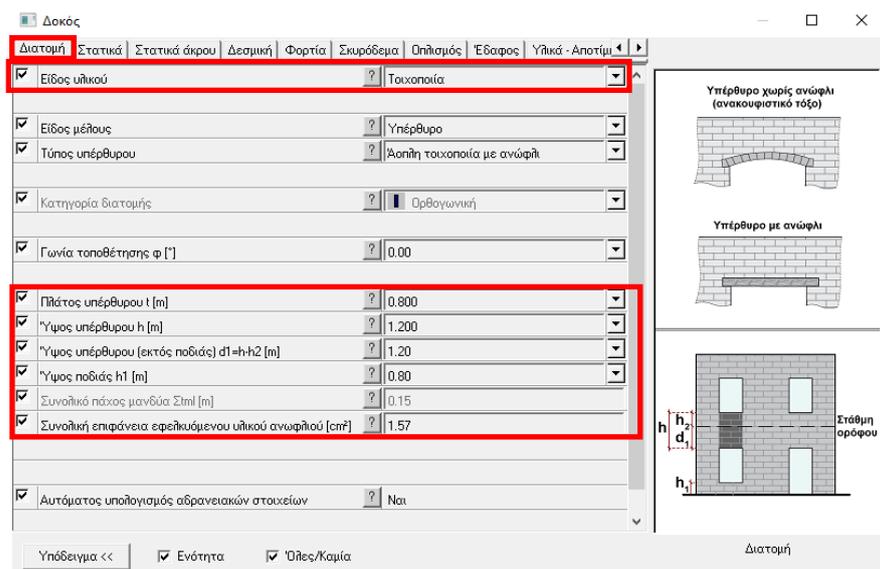
- **Προσθήκη λοιπών κόμβων.** Η εντολή «Κόμβοι τοιχώματος» του «Λοιποί κόμβοι», τοποθετεί λοιπούς κόμβους σε κάθε πεσσό με λόγο πλευρών $l_w/b_w \geq 4$ (l_w η μεγαλύτερη και b_w η μικρότερη διάσταση του πεσσού). Σε πεσσούς μεγάλου πάχους αυτή η συνθήκη μπορεί να μην είναι ικανοποιητική, γι αυτό συνιστάται να τοποθετούνται λοιποί κόμβοι στα άκρα των πεσσών με την εντολή «Προσθήκη με επόμενο όνομα» 



Εικόνα 1.3: Ορισμός παραμέτρων γεωμετρίας πεσσών.

Στη συνέχεια, εισάγονται τα **υπερθύρα** του κτιρίου, ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα:

- **Εισαγωγή υπερθύρων** ως δοκών ορίζοντας την παράμετρο «Δοκός > Διατομή > Είδος υλικού = Τοιχοποιία»). Το πρόγραμμα εισάγει αυτόματα δύο **δεσμικές δοκούς** στο εσωτερικό κάθε πεσσού.
- **Εισαγωγή γεωμετρίας υπερθύρου**. Στην καρτέλα «Δοκός > Διατομή» δίδεται το ύψος του υπερθύρου h , το καθαρό ύψος του υπερθύρου στον όροφο $d1$ και το ύψος της ποδιάς στο κάτω μέρος του υπερθύρου $h1$.



Εικόνα 1.4: Ορισμός παραμέτρων γεωμετρίας υπερθύρων.

Σημείωση

Για περισσότερες πληροφορίες με τον ορισμό της γεωμετρίας των υπερθύρων βλέπε και το 2^ο παράδειγμα (§2.3.2).

Επίσης, ορίζεται το εμβαδόν του εφελκόμενου υλικού του ανωφλιού το οποίο συμμετέχει στην καμπτική αντοχή του. Στην περίπτωση μας υπάρχει ανώφλι από Ο/Σ με σπλισμό 2Φ10=1.57 cm²

Παρατήρηση

Ως ανώφλι θεωρείται το υλικό που βρίσκεται ακριβώς πάνω από το παράθυρο ή την πόρτα και θα πρέπει να μη συγχέεται με το σενάζ, το οποίο τρέχει στο ύψος της πλάκας. Το ανώφλι, βρίσκεται στο κατώτερο μέρος του υπερθύρου,

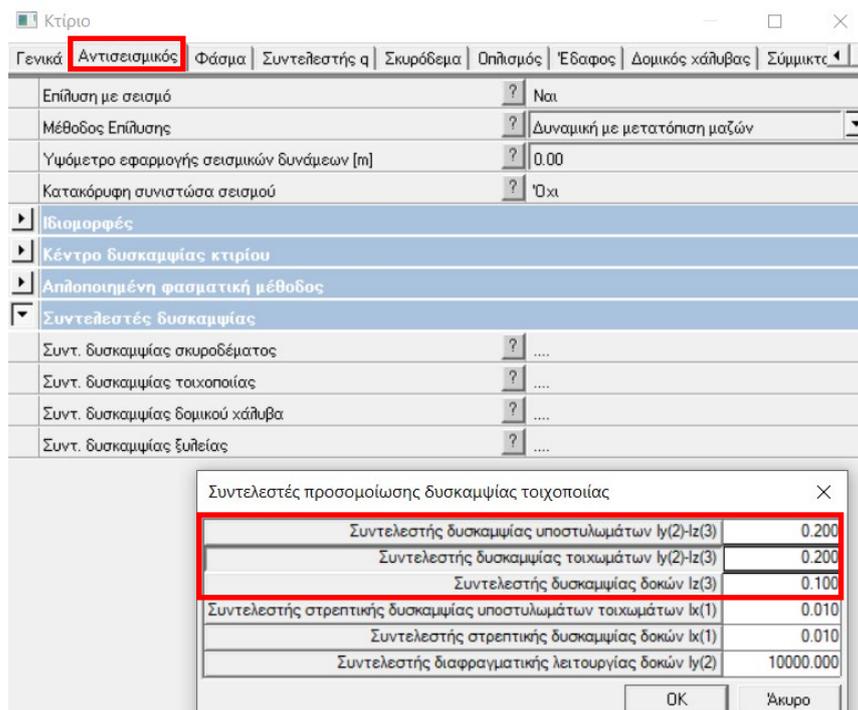
τοποθετείται συνήθως για κατασκευαστικούς λόγους στήριξης του βάρους του υπερθύρου και συμβάλλει στην καμπτική αντοχή του.

Εναλλακτικά, στο συγκεκριμένο παράδειγμα θα μπορούσε να γίνει εισαγωγή δοκών από Ο/Σ, αντί για υπέρθυρα, στην περίπτωση που ο μελετητής θεωρήσει ότι το κύριο στοιχείο παραλαβής οριζόντιων δυνάμεων είναι το σενάζ. Σε αυτή την περίπτωση συνιστάται η δοκός από Ο/Σ να θεωρηθεί ελαστική μέσω της παραμέτρου «Δοκός > Στατικά άκρου > Δυνατότητα πλαστικής άρθρωσης = ΟΧΙ».

- Εισαγωγή **συντελεστών δυσκαμψίας τοιχοποιίας** (ενημερώνονται αυτόματα από το πρόγραμμα).

Στην καρτέλα «Κτίριο > Αντισεισμικός > Συντ. δυσκαμψίας τοιχοποιίας» ορίζονται οι συντελεστές της ρηγματωμένης διατομής για πεσσούς και υπέρθυρα. Κατ' αντιστοιχία με τους αντίστοιχους συντελεστές που υπολογίζονται από τον ΚΑΝΕΠΕ για το Ο/Σ επιλέγονται οι παρακάτω τιμές:

- Πεσσοί: 0.20
- Υπέρθυρα: 0.10



Εικόνα 1.5: Συντελεστές δυσκαμψίας πεσσών και υπέρθρων

- Εισαγωγή υποστλωμάτων από Ο/Σ και οπλισμού.
- Εισαγωγή δοκών από Ο/Σ και οπλισμού
 Δοκοί που καταλήγουν στην άκρη υπερθύρων συνιστάται να συνδέονται με τον λοιπό κόμβο στην άκρη του πεσσού και να μην πραγματοποιείται κατάτμηση του υπερθύρου στο μήκος του.
- **Εισαγωγή πλακών**
- Παραγωγή θεμελίωσης (πεδιλοδοκοί και μεμονωμένα πέδιλα).

Σημείωση

Κατά την παραγωγή των πεδιλοδοκών κάτω από τους πεσσούς, μέσω της εντολής «Παραγωγή εσχάρας θεμελίωσης», παράγονται δεσμικές πεδιλοδοκοί με ύψος h σύμφωνα με την παράμετρο «Παραγωγές > Πεδιλοδοκοί > Ύψος (h) δεσμικής [m]». Οι δεσμικές πεδιλοδοκοί ελέγχονται στην Pushover κανονικά για εκκεντρότητες, τάσεις εδάφους και φέρουσα ικανότητα εδάφους όπως οι μη δεσμικές και τα αποτελέσματα τυπώνονται στο «Τεύχος > Λόγοι > επάρκειας μελών > Pushover > Πίνακες θεμελίωσης»

- «Παραγωγές > Όλοι οι όροφοι» ή «Παραγωγές > Προσαρμογή δοκών/Προσαρμογή δοκών-υποστλωμάτων» (σε κάθε όροφο). Με την εντολή αυτή γίνεται και **ευθυγράμμιση των λοιπών κόμβων** αυτόματα με τις στατικές δοκούς.

1.5 Επίλυση & Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας

1.5.1 Ορισμός παραμέτρων μελέτης

Αφού εισαχθεί το γεωμετρικό και το φορτιστικό προσομοίωμα του κτιρίου στο FespaT, ακολουθεί η επίλυση και ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου.

Παράμετρος	Τύπος	Αξία
Γενική περιγραφή εργασίας	?	Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση
Στόχος μελέτης	?	Αποτίμηση Φ.Ι.
Υλικό		
Κύριο υλικό κτιρίου	?	Τοιχοποιία
Δευτερεύον υλικό κτιρίου	?	Σκυρόδεμα
Κανονισμοί		
Κανονισμός σκυροδέματος	?	EC2
Κανονισμός διαστασιολόγησης μεταλλικών στοιχείων	?	EC3
Αντισεισμικός κανονισμός	?	EC8
Εθνικό προσάρτημα	?	GR - Ελλάδα
Θεμελίωση		
Όροφος θεμελίωσης	?	-1

Εικόνα 1.6: Ορισμός γενικών παραμέτρων κτιρίου.

Καθορίζονται οι παράμετροι:

- «Κτίριο > Γενικά > Γενική περιγραφή εργασίας = Προσθήκες – Ενισχύσεις - Αποτίμηση»
- «Κτίριο > Γενικά > Στόχος = Αποτίμηση Φ.Ι.»
- «Κτίριο > Γενικά > Κύριο υλικό κτιρίου = Τοιχοποιία»
- «Κτίριο > Γενικά > Δευτερεύον υλικό κτιρίου = Σκυρόδεμα»

1.5.1.1 Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας

Πρόκειται για συμβατικό κτίριο κατοικιών σπουδαιότητας II, οπότε επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 (βλ. Πίνακας 1.5) η οποία αντιστοιχεί σύμφωνα με τον πίνακα 2.1 του ΚΑΝΕΠΕ σε πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια.

Στόχοι αποτίμησης

Σπουδαιότητα	Ελάχιστος	Συνιστώμενος	Προαιρετικός
I	Γ2	Γ2	B3
II	Γ1	Γ1, B2	A3
III και άνω	B1	A2, B1	Γ0

Πίνακας 1.5: Ελάχιστοι στόχοι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό (KAN.ΕΠΕ. 2017).

1.5.1.2 Ορισμός ελαστικού φάσματος απόκρισης και μετατροπή σε ισοδύναμο φάσμα του σεισμού εποχής

Αρχικά ορίζονται τα χαρακτηριστικά του ελαστικού φάσματα στην καρτέλα «Κτίριο > Φάσμα»

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός **Φάσμα** | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Δομικός κάλυβας

Αντισεισμικός κανονισμός ? EC8

Εθνικό προσάρτημα ? GR - Ελλάδα

Σεισμική δράση

Σεισμική ζώνη ? Z2

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αgR [g] ? 0.240

Σπουδαιότητα κτιρίου ? II (συνήθη κτίρια)

Συντελεστής σπουδαιότητας I ? 1.000

Συντελεστής τοπογραφίας St ? 1.000

Παράμετροι φάσματος

Φάσμα ? Φάσμα σχεδιασμού

Εδαφικός τύπος ? B

Συντελεστής εδάφους S ? 1.200

Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος ?

Συντελεστής απόσβεσης [%] ? 5.00

Συντ. β κάτω ορίου φάσματος σχεδιασμού ? 0.200

Απλοποιημένη φασματική μέθοδος

Κατακόρυφη συνιστώσα

Υπόδειγμα >> Ενότητα Όλες/Καμία

Εικόνα 1.7: Ορισμός παραμέτρων ελαστικού φάσματος.

Σημείωση

Στην ανάλυση Pushover και στη μέθοδο m χρησιμοποιείται από το πρόγραμμα αυτόματα το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, ακόμα και αν στην καρτέλα «Κτίριο > Φάσμα > Φάσμα = Φάσμα σχεδιασμού»

Στη συνέχεια, ορίζονται οι παρακάτω παράμετροι στην καρτέλα «Κτίριο > Φάσμα - Αποτίμηση»:

- «Κτίριο > Φάσμα - Αποτίμηση > Στάθμη επιτελεστικότητας NC = 1^η αστοχία υποστυλώματος ή κύριας δοκού»
- «Κτίριο > Φάσμα - Αποτίμηση > Σεισμικό φορτίο – χρόνος κατασκευής = KI (A.K. 85)»
- «Κτίριο > Φάσμα - Αποτίμηση > Σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = 0.06$ »

Για τη μετατροπή δηλαδή του ελαστικού φάσματος σε ισοδύναμο φάσμα που αντιστοιχεί στη σεισμική επιτάχυνση την εποχή ανέγερσης του κτιρίου δίδεται:

- Ο κανονισμός που ίσχυε τη χρονολογία ανέγερσης (A.K. 85)
- Ο σεισμικός συντελεστής που θα εφαρμοζόταν στην περίπτωση που η μελέτη είχε γίνει με τον προαναφερθέντα κανονισμό ($\varepsilon=0.06$).

Κτίριο

Δομικός χάλυβας | Σύμμικτα | Τοιχοπήρωση | Υλικά - Αποτίμηση | Αποτίμηση | **Φάσμα - Αποτίμηση** | Φέρει < >

Χαρακτηριστικά φάσματος

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agR [%g]	?	0.240
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	?	1.000

Πρωτ. φασματ. - Τρις ανφρ. [Σηδτ II]

Συμβατικός χρόνος ζωής TL [έτη]	?	50
Υπολογισμός φάσματος απαίτησης βάσει...	?	Πιθανότητας υπέρβασης PR
Πιθανότητα υπέρβασης PLR [%]	?	9.99
Περίοδος επαναφοράς TLR [έτη]	?	475.0
Εκθέτης k	?	3.000

DL - Περιορισμός βλαβών

Στάθμη επιτελεστικότητας DL	?	'Όχι
DL - Περίοδος επαναφοράς T_DLR [Ετη]	?	31.1
DL - Πιθανότητα υπέρβασης P_DLR [%]	?	80.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I \cdot agR$)_DL	?	0.097

SD - Σημαντικές βλάβες

Στάθμη επιτελεστικότητας SD	?	'Όχι
SD - Περίοδος επαναφοράς T_SDR [Ετη]	?	72.1
SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR [%]	?	50.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I \cdot agR$)_SD	?	0.128

NC - Οικεία κατάρρευση

Στάθμη επιτελεστικότητας NC	?	1η αστοχία υποστ./τος ή κύριας δοκού*
NC - Περίοδος επαναφοράς T_NCR [Ετη]	?	475.0
NC - Πιθανότητα υπέρβασης P_NCR [%]	?	10.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I \cdot agR$)_NC	?	0.240

Όρα επιτελεστικότητας

Αριθμός υποστιλωμάτων n	?	2
-------------------------	---	---

Σεισμικό φορτίο - χρόνος κατασκευής

Σεισμικό φορτίο · χρόνος κατασκευής	?	KI (Α.Κ.'85)
Σεισμικός συντελεστής ϵ	?	0.060

Υπόδειγμα >> Ενότητα Όλες/Καμία

Εικόνα 1.8: Ορισμός επιτελεστικότητας ΓΙ (NC) και κανονισμού της εποχής κατασκευής του κτιρίου με την οριζόμενη από αυτόν σεισμική επιτάχυνση.

1.5.1.3 Εισαγωγή ιδιοτήτων και αντοχών Φέρουσας τοιχοποιίας

Ορίζονται οι αντοχές και η ΣΑΔ της υφιστάμενης αργολιθοδομής με βάση τις παρακάτω παραμέτρους:

- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας > Χαρακτηρισμός τοιχοποιίας = Υφιστάμενη»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας > Δύσκαμπτο διάφραγμα = Ναι»
(Οι πλάκες από Ο/Σ εξασφαλίζουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία)
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Τύπος υφιστάμενων λιθοσωμάτων = Αργολιθοδομή»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Μέση θλιπτική αντοχή υφιστάμενων λιθοσωμάτων f_{b_e} [MPa] = 40.00»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Μέση θλιπτική αντοχή υφιστάμενου κονιάματος f_{mort_e} [MPa] = 5.50»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Αυτόματος υπολογισμός = ΝΑΙ»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενης τοιχοποιίας = KL2 – Κανονική (Ικανοποιητική)»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Χαρακτηριστική αντοχή εφελκόμενου υλικού ανωφλιού = f_{yk} [MPa] = 400.00»
(δίνεται η χαρακτηριστική αντοχή των ράβδων οπλισμού του ανωφλιού)
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Έλεγχος υπερθύρων = Ναι»

Στην προκειμένη μελέτη είναι γνωστές οι επιμέρους μέσες αντοχές του λιθοσώματος και του κονιάματος και δίδονται ξεχωριστά. Στη συνέχεια υπολογίζονται από το Fespa η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας f_m , η μέση διατμητική αντοχή f_{vm0} και το μέτρο ελαστικότητας E. Ακολουθώντας, οι αντοχές αυτές διαιρούνται από το πρόγραμμα με τους συντελεστές ασφαλείας και υπολογίζονται οι τελικές αντοχές που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση:

- Θλιπτική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας, $f_e = f_m / \gamma_{παρ}$
- Θλιπτική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας για μέθοδο q, $f_{eq} = (f_m - s) / \gamma_{δov}$
- Διατμητική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας, $f_{v0_e} = f_{vm0} / \gamma_{m_παρ}$

Κτίριο

Αποτίμηση | Φάσμα - Αποτίμηση | Φέρουσα τοιχοποιία | **Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας** | Δράσεις | Φε

Χαρακτηρισμός τοιχοποιίας	?	Υφιστάμενη
Δύσκαμπο διάφραγμα	?	Ναι
Γενικά χαρακτηριστικά υφιστάμενης τοιχοποιίας		
Τύπος υφιστάμενων λιθωμάτων	?	Αργολιθοδομή
Ομάδα υφιστάμενων λιθωμάτων	?	Ομάδα 2
Σταθερά K_e	?	1.000
Υφιστάμενα λιθωμάτα & κονιάματα		
Μέση θλιπτική αντοχή υφιστάμενων λιθωμάτων $f_{b,e}$ [MPa]	?	40.000
Υφιστάμενο κονίαμα	?	Γενικής εφαρμογής
Μέση θλιπτική αντοχή υφιστάμενου κονιάματος $f_{mot,e}$ [MPa]	?	5.500
Αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας		
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών υφιστάμενης τοιχοποιίας	?	Ναι
Μέση θλιπτική αντοχή f_m [MPa]	?	3.347
Μέση διατμητική αντοχή f_{m0} [MPa]	?	0.133
Μτρ ελαστικότητας υφιστάμενης τριπλής $E_{m,e}$ [kN/m ²]	?	2.51E+06
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενης τοιχοποιίας		
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενης τοιχοποιίας	?	KL2 - Κανονική (Κανονιστική)
Επ μρς αντίστατ γ έλιγχ σ όρς πρμφρον $\gamma_{m,pr}$?	1.100
Επ μρς αντίστατ γ έλιγχ σ όρς δνμν $\gamma_{m,dn}$?	1.350
Αντοχή (Υφιστάμενα υλικά)		
Θλιπκ αντχ Υφιστάμενης τριπλής $f_{e=fm}/\gamma_{m,pr}$ [MPa]	?	3.043
Θλιπκ αντχ Υφιστάμενης τριπλής (μθδς α) $f_{e,q}=(f_m-s)/\gamma_{m,dn}$ [MPa]	?	1.860
Διττικ αντχ υφιστάμενης τριπλής $f_{v0,e}=f_{m0}/\gamma_{m,pr}$ [MPa]	?	0.121
Γενικά χαρακτηριστικά νέας τοιχοποιίας		
Νέα λιθωμάτα & κονιάματα		
Αντοχή νέας τοιχοποιίας		
Αντοχή (Νέα υλικά)		
Υλικά ανωφθιού		
Χρκτρσικ αντχ εφθθκμν υλικ ανφθ f_{yk} [MPa]	?	400.000
Υλικά κατακόρυφων διαζωμάτων και μανδύων		
Οπλισμοί κατακόρυφων διαζωμάτων (πρσσοί)		
Οπλισμοί μανδύων		
Υπολογισμός μανδύων / κατακόρυφων διαζωμάτων		
Συντελεστές μηχανικών χαρακτηριστικών		
Δυσκαμψίας, η_K	?	1.000
Αντοχής, η_{Rd}	?	1.000
Οριακής παραμόρφωσης, η_{bu}	?	1.000
Ανάδωση		
Έλεγχος εκτός επιπέδου	?	Ναι
Έλεγχος υπέρβυρων	?	Ναι

Εικόνα 1.9: Ορισμός παραμέτρων υφιστάμενης αργολιθοδομής.

Παρατήρηση

Σε περίπτωση που ο μελετητής επιθυμεί να δώσει τις συνολικές αντοχές απευθείας, τότε θα πρέπει να ορίσει:

- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Αυτόματος υπολογισμός= OXI»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Μέση θλιπτική αντοχή f_m [MPa]»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Μέση διατμητική αντοχή f_{m0} [MPa]»

Ομοίως θα μπορούσε να ορίσει κατευθείαν τις τελικές αντοχές διαιρεμένες με τους συντελεστές ασφαλείας f_{e} , f_{eq} , f_{v0_e}

Σημείωση

Παρόμοια πορεία εισαγωγής δεδομένων θα πρέπει να ακολουθηθεί και στην περίπτωση νέας τοιχοποιίας. Σε αυτή την περίπτωση στην καρτέλα «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία» όλες οι παράμετροι των νέων πεσσών και υπερθύρων βρίσκονται σε διακριτά πεδία εισαγωγής.

1.5.1.4 Εισαγωγή ιδιοτήτων και αντοχών Σκυροδέματος

Ορίζονται οι αντοχές και η ΣΑΔ του υφιστάμενου σκυροδέματος και ράβδων οπλισμού σύμφωνα με τις παραμέτρους:

- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Χαρακτηρισμός μελών = Υφιστάμενα»
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή σκυροδέματος f_{cm} [MPa] = 16.0»
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή χάλυβα f_{ym} [MPa] = 450.0»
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ysm} [MPa] = 280.0»
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) σκυροδέματος = KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)»
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) χάλυβα οπλισμού= KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)»

Στη συνέχεια υπολογίζονται από το Fespa οι τελικές αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα, οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν στους ελέγχους παραμορφώσεων (έλεγχος στροφών και ροπών) και στον έλεγχο δυνάμεων (έλεγχος τεμνουσών).

Κτίριο

Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Δομικός χάλυβας | Σύμμικτα | Τευχοποίηση | **Υλικά - Αποτίμηση** | Αποτίμηση

Χαρακτηρισμός μελών	?	Υφιστάμενα
Οπλισμοί μελών	?	Νέα & ενισχυόμενα με μονδύα
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	?	Ναι
▶ Νέο σκυρόδεμα		
▶ Νέος οπλισμός		
▼ Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός		
Μέση αντοχή σκυροδέματος f_{cm} [MPa]	?	16.0
Μέση αντοχή χάλυβα f_{ym} [MPa]	?	450.0
Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού ϵ_{su_e} [%]	?	5.000
Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{yw} [MPa]	?	280.0
▼ Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστμν υλικ - Σγτ. ασφαής		
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) σκυροδέματος	?	KL2 - Κανονική (Κατανοητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος C_{F_c}	?	1.200
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ_c	?	1.300
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) χάλυβα οπλισμού	?	KL2 - Κανονική (Κατανοητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα C_{F_s}	?	1.200
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα γ_s	?	1.150
▶ Ενισχύσεις με FRP		
▶ Ενισχύσεις με μεταλλικό κλωβό		
▶ Συντελεστές Μηχανικών χαρακτηριστικών γ		
▶ Αντοχές για έλεγχο Παραμορφώσεων (Νέα υλικά)		
▼ Αντς γ έλγχ Πρρμφων (Υφιστμν υλικ)		
Αντοχή σκυροδέματος $f_{c_be}=f_{cm}/C_{F_c}$ [MPa]	?	13.333
Αντοχή χάλυβα διαμήκη οπλισμού, $f_{y_be}=f_{ym}/C_{F_s}$ [MPa]	?	375.0
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων (περίσφιξη) $f_{yw_ce}=f_{yw}/C_{F_s}$ [MPa]	?	233.3
▶ Αντοχές για έλεγχο Δυνάμεων (Νέα υλικά - Κύρια μέλη)		
▼ Αντς γ έλγχ Δνμν (Υφιστμν υλικ - Κρ μλ)		
Αντοχή σκυροδέματος $f_{c_Fre}=f_{cm}/(C_{F_c}\gamma_c)$ [MPa]	?	10.256
Αντοχή χάλυβα διαμήκη & ποξού οπλ. $f_{y_Fre}=f_{ym}/(C_{F_s}\gamma_s)$ [MPa]	?	326.1
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων $f_{yw_Fre}=f_{yw}/(C_{F_s}\gamma_s)$ [MPa]	?	202.9
▶ Αντς γ έλγχ Δνμν (N υλικ γ O.K.A. & Δτρντ μλ)		
▶ Αντς γ έλγχ Δνμν (Υφιστμν υλικ γ O.K.A. & Δτρντ μλ)		

Υπόδειγμα >> Ενότητα Όλες/Καμία

Εικόνα 1.10: Ορισμός παραμέτρων υφιστάμενου σκυροδέματος και οπλισμού.

1.5.2 Έλεγχος επάρκειας σε στατικά φορτία

Αρχικά και μόνο για τις δοκούς από Ο/Σ και τους πεσσούς από Φέρουσα τοιχοποιία γίνεται ο έλεγχος επάρκειας στους στατικούς συνδυασμούς των φορτίων. Οι συνδυασμοί αυτοί παράγονται αυτόματα με την εντολή «Παραγωγή



συνδυασμών δράσεων» και εμφανίζονται στον πίνακα 816

816	Όνομα	Αυτόματη παραγωγή	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Παρορισμός βέλτους	Έλεγχος τάσεων εδάφους	Μόνο μα	Κινη	Σφ						
								μα	τά	2°						
								μα	τά	2°						
1	1.35G + 1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.35G + 1.50*0.7GA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.35G + 1.50*0.7GB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.35G + 1.50*0.7GC	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1.35G + 1.50*0.7GD	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000
6	1.35G + 1.50*0.7GE	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000
7	1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1.35G + 1.50QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1.35G + 1.50QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1.35G + 1.50QC	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1.35G + 1.50QD	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000
12	1.35G + 1.50QE	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000
13	1.00*G + 1.00*Q	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	G + ψ2Q	Ναι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Όχι	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Πίνακας 1.6: Στατικοί συνδυασμοί φορτίων για έλεγχο σε στατικά φορτία, όπως εμφανίζονται στον πίνακα 816 του Fespa.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης σε στατικά φορτία παρουσιάζονται:

- Για τις δοκούς από Ο/Σ: «Τεύχος > Δοκοί > Αποτίμηση Φ.Ι. υπό στατικά φορτία»
- Για τους πεσσούς: «Τεύχος > Υποστυλώματα > Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων»

1.5.3 Επίλυση με Pushover και έλεγχοι επάρκειας

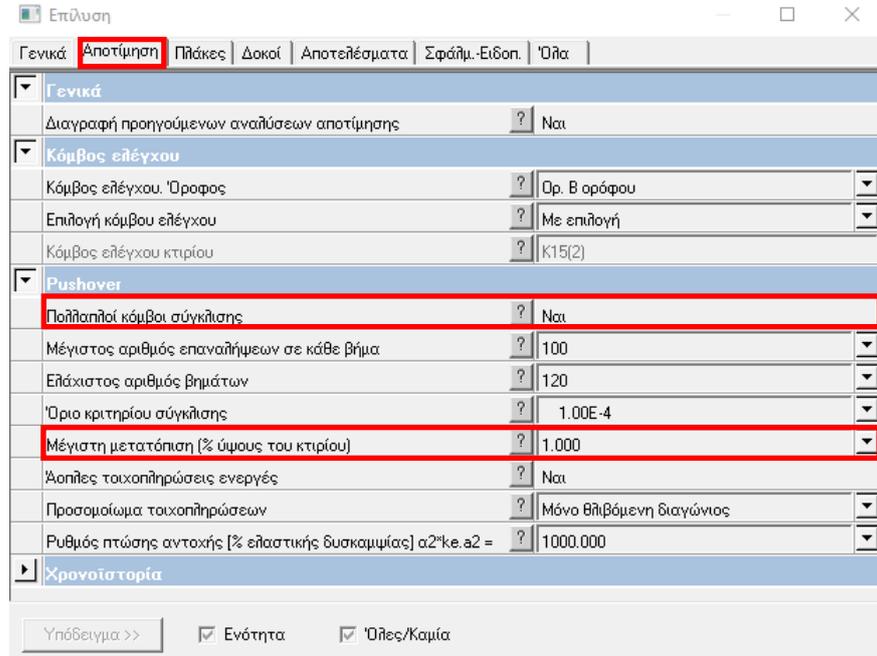
1.5.3.1 Επίλυση

Πραγματοποιούνται συνολικά 32 αναλύσεις Pushover, θεωρώντας 2 κατανομές καθ' ύψος (ομοιόμορφη, ιδιομορφική), με χωρική επαλληλία σεισμικών δράσεων το 30% της κύριας διεύθυνσης στην εγκάρσια και 4 μετακινήσεις του κέντρου μάζας ανά όροφο λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας.

Κτίριο	
Φάσμα	Συντελεστής q
Σκυρόδεμα	Οπλισμός
Έδαφος	Δομικός χάλυβας
Σύμμικτα	Τοιχοπήρωση
Υλικά - Αποτίμηση	Αποτίμηση
Γενικά	
Τυχματική εκκεντρότητα	Μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση
Φαινόμενα 2ας τάξης (P-Δ)	Ναι
Πλήθος Άξονικών (Αλληλεπίδραση N-M _y -M _z)	5
Γωνία στρωφής χορδής θ _u για ορθογωνικές διατομές	Εμπειρικό μοντέλο (EC8-3 (A.1))
γ _{el} για VR [ΚΑΝΕΠΕ ΠΑΡ. 7Γ, ή EC8 A3.3.1]	1.000
Επιρροή περισφιγξης στα διαγράμματα αντοχής	Ναι
Γωνία στρωφής χορδής BSD (BB) βάσει	EC8
Έλεγχος διάτμησης κόμβου	Ναι
Pushover	
A' Κατανομή φόρτισης	Ομοιόμορφη
B' Κατανομή φόρτισης	Ισομορφική
Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης [%]	30.0
Άοπλες τοιχοπήρωσεις ενεργές	Ναι
Ενισχυμένες τοιχοπήρωσεις ενεργές	Ναι
Τοιχοματοποιήσεις πλαισίων ενεργές	Ναι
Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης	Ναι
Έλεγχος VRSL, VR _{quat}	Ναι
Μέθοδος m, q	
Χρονοϊστορία	
Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα	
Φυσικά επιταχυνσιογραφήματα (από αρχείο)	
Οπλισμός δοκού	
Οπλισμός υποστύλωματος	

Εικόνα 1.11: Ορισμός παραμέτρων Pushover.

Με βάση το κύριο (Τοιχοποιία) και το δευτερεύον (Σκυρόδεμα) υλικό του κτιρίου που έχει δοθεί στην καρτέλα «Κτίριο > Γενικά» ανανεώνεται αυτόματα η παράμετρος «Επίλυση > Αποτίμηση > Μέγιστη μετατόπιση (% ύψος του κτιρίου)» έτσι ώστε να ανταποκρίνεται στην πραγματική ικανότητα παραμόρφωσης ενός μικτού κτιρίου. Επίσης, προεπιλεγμένη είναι η παράμετρος «Επίλυση > Αποτίμηση > Πολλαπλοί κόμβοι σύγκλισης». Οι πολλαπλοί κόμβοι σύγκλισης συμβάλλουν στη βελτίωση της αριθμητικής ευστάθειας και σύγκλισης του αλγορίθμου μη γραμμικής ανάλυσης στην περίπτωση της τοιχοποιίας που εμφανίζει φθίνοντες κλάδους μετά την αστοχία.



Εικόνα 1.12: Παράμετροι επίλυσης Pushover.



Έπειτα, κάνοντας κλικ στην εντολή «Διαγράμματα Ρ.Κ. – Επίλυση Pushover» της «Επίλυσης», ξεκινάει η μη γραμμική ανάλυση Pushover.

1.5.3.2 Ισοδύναμο ελαστικό φάσμα εποχής

Ο μετασχηματισμός του ελαστικού φάσματος του EC8-1 σε ισοδύναμο ελαστικό φάσμα που αντιπροσωπεύει τη σεισμική ένταση την εποχή κατασκευής του κτιρίου σύμφωνα με το ΦΕΚ455, 25/2/2014 τυπώνεται στο «Τεύχος > Μη γραμμική ανάλυση (Pushover) > Δεδομένα φάσματος απόκρισης».

Φάσμα κτιρίων κατηγορίας ΚΙ [ΦΕΚ455, 25/2/2014]

Α.Κ. 85 :	Συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως	: 0.06	Σπουδαιότητα κτιρίου	: Σ2
ΕΑΚ2003 :	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	: ΙΙ		
	Πιθανότητα υπέρβασης στα 50 έτη P [%]		Περίοδος αναφοράς TL [έτη]	α*/g [g]
Τιμές αναφοράς(R)	10.0%		475.0	0.14
NC (F)	10.0%		475.0	0.14

$$\alpha^*/g = \alpha^*_R/g \left(\frac{T}{T_R}\right)^{1/k} = \alpha^*_R/g \left(\frac{T}{475}\right)^{1/3.0}$$

Εξίσωση φάσματος επιταχύνσεων κτιρίων κατηγορίας ΚΙ [ΦΕΚ455, 25/2/2014]:

$$S_d(T) = \begin{cases} \beta^* \alpha^*, & 0 \leq T \leq 1.2 \text{sec} \\ \beta^* \alpha^* \left(\frac{1.2}{T}\right)^k, & T > 1.2 \text{sec} \end{cases} \quad \text{όπου:} \quad \begin{cases} k = 1.0 \text{ για pushover,} \\ \beta^* = 2.00 \text{ για κτίρια της περιόδου 1985 ... 1995} \end{cases}$$

Εικόνα 1.13: Ορισμός παραμέτρων Pushover.

Σύμφωνα με τον πιο πάνω μετασχηματισμό παράγεται φάσμα με $\alpha_g=0.14g$ με τις εξής χαρακτηριστικές ιδιοπεριόδους.

- $T_B=0.0$ sec
- $T_C=1.2$ sec

1.5.3.3 Έλεγχος επάρκειας

Για την έλεγχο επάρκειας του κτιρίου σύμφωνα με την ανάλυση Pushover μεταβαίνουμε «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Pushover».

Παρατίθενται πίνακες με τους λόγους ανεπάρκειας για:

- Δοκούς από Ο/Σ. Έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων και σε τέμνουσα.
- Στοιχεία θεμελίωσης. Έλεγχος εκκεντροτήτων, τάσεων και φέρουσας ικανότητας εδάφους.
- Υποστυλώματα από Ο/Σ. Έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων και σε τέμνουσα.
- Υπέρθυρα Φέρουσας Τοιχοποιίας.
- Πεσσοί Φέρουσας Τοιχοποιίας. Έλεγχος εντός και εκτός επιπέδου

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	Δ6.2(1)	Κύριο	0.08

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	Δ6.1(0)	Κύριο	0.25

Πίνακας 1.7: Pushover: Πίνακας μέγιστων λόγων ανεπάρκειας δοκών για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	K15(1)	Κύριο	0.15

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	K14(2)	Κύριο	0.25

Πίνακας 1.8: *Pushover:* Πίνακας μέγιστων λόγων ανεπάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Μέγιστα λόγων επάρκειας υπέρθυρων φέρουσας τοιχοποιίας

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	Δ1.9(1)	Άοπλη	Κύριο	0.33 (M)

Πίνακας 1.9: *Pushover:* Πίνακας μέγιστων λόγων ανεπάρκειας υπέρθυρων, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Μέγιστα λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας - Έλεγχος εντός επιπέδου

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	K7(2)	Άοπλη	Κύριο	0.37 (M)

Μέγιστα λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας - Έλεγχος εκτός επιπέδου

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	K11(1)	Άοπλη	Κύριο	0.16

Πίνακας 1.10: *Pushover:* Πίνακας μέγιστων λόγων ανεπάρκειας πεσσών για αστοχία εντός και εκτός επιπέδου, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Συμπεραίνουμε, λοιπόν, από τους **Πίνακας 1.7** έως **Πίνακας 1.10** ότι το κτίριο παρουσιάζει επάρκεια στο στόχο αποτίμησης Γ1 (NC).

Παρατήρηση

Σε μικτά κτίρια, όπως το παρόν, δε συνιστάται να χρησιμοποιείται ο έλεγχος της συνολικής φέρουσας ικανότητας, αφού περιγράφεται αποκλειστικά για κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία (EC8-3 §Γ.3.3(2)). Σε αυτή την περίπτωση ο έλεγχος μπορεί να αποκρυφτεί από το Τεύχος μέσω του φίλτρου «Τεύχος > Ορισμός φίλτρων > Αποτίμηση Φ.Ι. Pushover > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικός πίνακας συνολικής Φ.Ι. φέρουσας τοιχοποιίας»

1.5.4 Επίλυση με ελαστική Χρονοϊστορία και έλεγχοι επάρκειας

1.5.4.1 Επίλυση

Πραγματοποιούνται ελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, σύμφωνα με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m με 7 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, λαμβάνοντας υπόψη την τυχηματική εκκεντρότητα.

Κτίριο

Υλικά - Αποτίμηση **Αποτίμηση** Φάσμα - Αποτίμηση Φέρουσα τοιχοποιία Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας

Γενικά

Pushover

Μέθοδος m, q

Αποτίμηση με ελαστική ανάλυση	?	Μέθοδος συντελεστών m
Αύξηση m, q	?	Όχι
Συντελεστής αύξησης m, q	?	1.250
Συντ. υπεραντοχής qDL	?	1.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qDL	?	1.100
Συντ. υπεραντοχής qSD	?	1.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qSD	?	1.700
Συντ. υπεραντοχής qNC	?	1.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qNC	?	2.400
Μέγιστη τιμή συντελεστών m, m _{max} $q^k, k=...$?	10.000
Έλεγχος VRSL, VRsquat	?	Ναι
Έλεγχος διάτμησης δοκών	?	Ναι
Λόγος C1 = δinel/δel	?	1.000

Χρονοϊστορία

Κατακόρυφη συνιστώσα	?	Όχι
Άσπλες τοικοπήρωσεις ενεργές	?	2 επιλύσεις (με και χωρίς τοιχ/ρώσεις)
Ενισχυμένες τοικοπήρωσεις ενεργές	?	Ναι
Τοικοματοποιήσεις πλαισίων ενεργές	?	Ναι

Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα

Αριθμός τεχνητών σεισμικών διεγέρσεων	?	7
Χρονικό βήμα dta (sec)	?	0.010
Διάρκεια Tdur (sec)	?	20.000

Φυσικά επιταχυνσιογραφήματα (από αρχείο)

Οπλισμός δοκού

Οπλισμός υποστύλωματος

Υπόδειγμα >> Ενότητα Όλες/Καμία

Εικόνα 1.14: Ορισμός παραμέτρων ελαστικής Χρονοϊστορίας

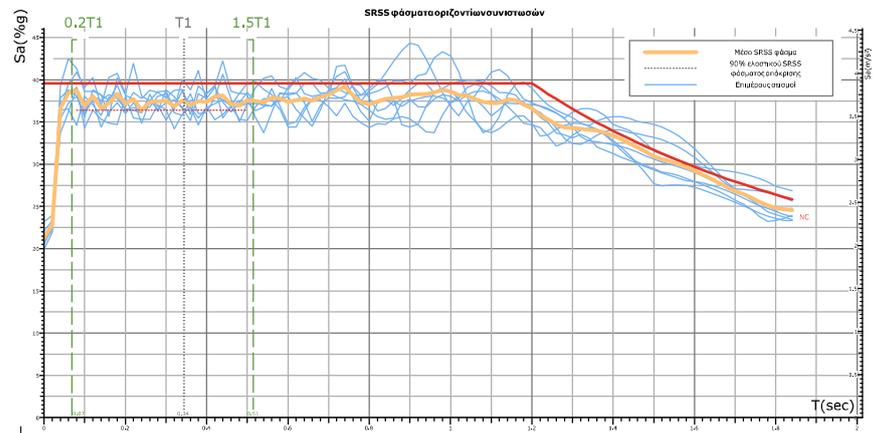


Έπειτα, κάνοντας κλικ στην εντολή «Διαγράμματα P.K. – Ανάλυση χρονοϊστορίας», της «Επίλυσης», ξεκινάει η **ελαστική ανάλυση Χρονοϊστορίας**

1.5.4.2 Ισοδύναμο ελαστικό φάσμα εποχής

Ο μετασχηματισμός του ελαστικού φάσματος του EC8-1 σε ισοδύναμο ελαστικό φάσμα που αντιπροσωπεύει τη σεισμική ένταση την εποχή κατασκευής του κτιρίου σύμφωνα με το ΦΕΚ455, 25/2/2014 τυπώνεται στο «Τεύχος >

Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας > Μέσα φάσματα και έλεγχος κλιμάκωσης».



Εικόνα 1.15: Ισοδύναμο ελαστικό φάσμα εποχής και παραγωγή αντιπροσωπευτικών τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων.

1.5.4.3 Έλεγχος επάρκειας

Για τον έλεγχο επάρκειας του κτιρίου σύμφωνα με την ελαστική ανάλυση Χρονοϊστορίας μεταβαίνουμε στα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των λόγων ανεπάρκειας στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Χρονοϊστορία (χωρίς άοπλες τ/π)»

Παρατίθενται πίνακες με τους λόγους ανεπάρκειας για

- Δοκούς από Ο/Σ. Έλεγχος σε ροπή και σε τέμνουσα.
- Υποστυλώματα από Ο/Σ. Έλεγχος σε ροπή και τέμνουσα.
- Πεσσοί Φέρουσας Τοιχοποιίας. Έλεγχος εντός και εκτός επιπέδου

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	Δ6.1(0)	Κύριο	0.32

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	Δ6.1(0)	Κύριο	0.25

Πίνακας 1.11: Ελαστική Χρονοϊστορία: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας δοκών για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιπελεστικότητα NC	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον Κύριο	Λόγος Επάρκειας
	K14(0)		0.36*

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιπελεστικότητα NC	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον Κύριο	Λόγος Επάρκειας
	K14(2)		0.22

Πίνακας 1.12: Ελαστική Χρονοϊστορία: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Μέλος, διευθ., Κύριο / Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC	
		λ	m
K10(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.25 (M)	1.00
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		0.18	2.00
K10(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.27 (M)	1.00
K10(1), εκτός επιπέδου, κ		0.21	2.00
K10(2), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.08! (M)	1.00
K10(2), εκτός επιπέδου, κ		0.29	1.46
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.33 (M)	1.99
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		0.35	2.00
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.96! (M)	1.56
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		0.49	1.55
K11(2), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.43 (M)	2.03
K11(2), εκτός επιπέδου, κ		0.14	1.51

Πίνακας 1.13: Ελαστική Χρονοϊστορία: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας πεσσών για αστοχία εντός και εκτός επιπέδου, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Παρατηρώντας τους Πίνακας 1.11 έως Πίνακας 1.13, συμπεραίνουμε ότι το κτήριο παρουσιάζει επάρκεια στις δοκούς και υποστυλώματα από Ο/Σ, ενώ δύο πεσσοί, ο K10(2) και ο K11(1), αστοχούν σε δράση εντός επιπέδου στο στόχο αποτίμησης Γ1 (NC). Αμφότεροι οι πεσσοί αστοχούν σε κάμψη και γι' αυτό δίπλα στο λόγο ανεπάρκειας λ τυπώνεται το σύμβολο (M).

Σημείωση

Τα υπέρθυρα δεν ελέγχονται στην ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας καθώς θεωρούνται αμφιαρθρωτά. Πράγματι, στη σεισμική διέγερση τα υπέρθυρα διαρρέουν γρήγορα και στο κυριότερο μέρος απόκρισης τους παραμορφώνονται στην ανελαστική περιοχή. Για τον έλεγχο των υπερθύρων προτείνεται να πραγματοποιηθεί ανάλυση Pushover.

1.6 Αναλυτικά αποτελέσματα

1.6.1 Αναλυτικά αποτελέσματα Pushover

Παρακάτω, περιγράφονται τα αποτελέσματα αναλυτικής εκτύπωσης έπειτα από την επίλυση Pushover στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Pushover, Φ. τοιχοποιίας». Παρουσιάζονται τα αναλυτικά αποτελέσματα για τα κρίσιμα μέλη, δηλαδή για τον πεσσό K7(2) για δράση εντός επιπέδου, τον πεσσό K11(1) για δράση εκτός επιπέδου και το υπέρθυρο Δ1.9(1)

1.6.1.1 Έλεγχος πεσσού εντός επιπέδου

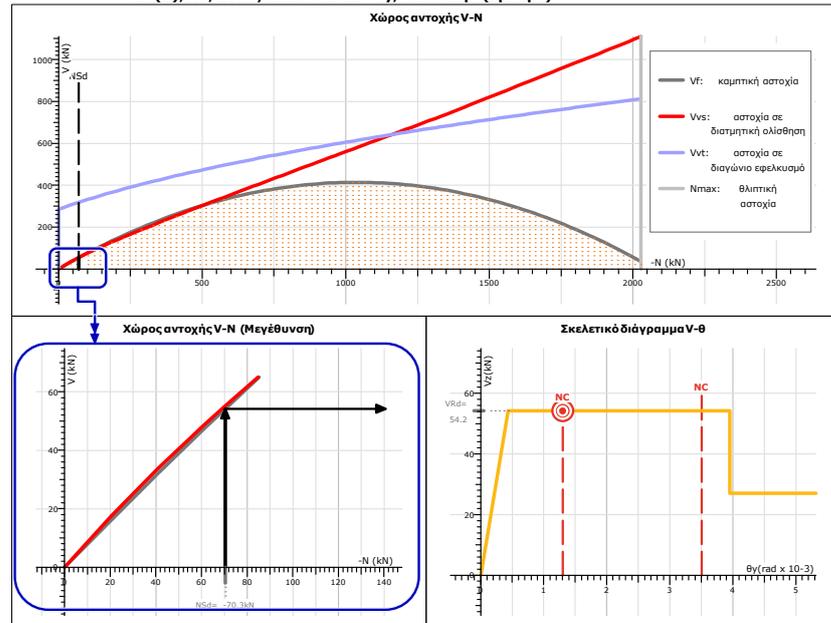
Στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Pushover, Φ. τοιχοποιίας > V-θ φέρουσας τοιχοποιίας > K7(2), NC, Εντός επιπ.» τυπώνεται η γραφική και αναλυτική τεκμηρίωση υπολογισμού του λόγου ανεπάρκειας λ για τον πεσσό K7(2) σε δράση εντός επιπέδου (Σχήμα 1.4).

Πεσός Κ7(2)

Γενικά δεδομένα τοιχοποιίας

Γενικά	Υφιστάμενη	Πρωτεύων τοίχος	Ασπλή	Με δισκακτο διάφραγμα
Ελεγχος εκτός επιπέδου:	Ναι	$f_b = 4,0 \text{ MPa}$	Συντ. μηλ. χαρακτ.: $r_k = 1,00$	$r_d = 1,00$
Διαστάσεις	112/70 (cm)	Εύκαμπο τυλίγιο $l_{cl} = 1,80 \text{ m}$	Ακ. απολήξεις	Κάτω $r_l = 0,40 \text{ m}$ Άνω $r_l = 0,80 \text{ m}$
Αντοχή	Μηκρ διάτμησης $f = 3,04 \text{ MPa}$	$H_{0z1} = 0,70 \text{ m}$	$H_{0z2} = 1,10 \text{ m}$	$H_{0y1} = 0,99 \text{ m}$ $H_{0y2} = 0,81 \text{ m}$
	$e = 3,04 \text{ MPa}$	$f_{y0} = 0,121 \text{ MPa}$		$f_{wt} = 0,364 \text{ MPa}$

Κ7(2), NC, Εντός επιπέδου: Vz - θy, κάτω άκρο (κρίσιμο) . 0°-30%-270°-εξιδιομορφική



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή: $N_{sd} = -70,3 \text{ kN}$, $V_{sd} = 54,2 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_{vt}, V_{vs}) = V_f = 54,2 \text{ kN}$$

$$\theta_{NC, cap} = 1,33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 3,50\% (\mu_B > 1,5)$$

→ $V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_{0z1}} (1 - 1,15 \cdot V_d) \cdot \gamma_{Rd} = 54,2 \text{ kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (7.28)]

→ $\theta_u = 3,95\% (M, \text{ εντός επιπ., Κύριο Σ.Μ.})$ [EC8-3, Γ.4.2]

→ $V_{vt} = \sqrt{f_{wt} \cdot (f_{wt} + v_d \cdot d)} \cdot L \cdot t \cdot \gamma_{Rd} = 318,3 \text{ kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (7.2)]

→ $\gamma_{Rd} = 1,50$

→ $V_{vs} = \min(f_{v10} \cdot L' \cdot t + \mu \cdot N, 0,065 \cdot f_b \cdot L' \cdot t) \cdot \gamma_{Rd} = 55,2 \text{ kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (7.38)]

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, targ}}{\theta_{NC, cap}} = \frac{1,30\%}{3,50\%} = 0,37$$

Σχήμα 1.3: Αναλυτική εκτύπωση πεσού Κ7(2) σε εντός επιπέδου δράση

Στη συνέχεια επεξηγούνται τα διάφορα πεδία που τυπώνονται στο Σχήμα 1.3.

Γενικά δεδομένα

Πεσσός K7(2)

Γενικά δεδομένα τοιχοποιίας

Γενικά	Υφιστάμενη	Πρωτεύων τοίχος	Άσπλη	Με δύσκαμπτο διάφραγμα
Ελεγχος εκτός επιπέδου: Ναι		$f_b = 40.0 \text{ MPa}$	Συντ. μηχ. χαρακτ.: $r_k = 1.00$, $r_d = 1.00$, $r_{bu} = 1.00$	
Διαστάσεις	112/70 [cm]	Εύκαμπτο μήκος $l_c = 1.80 \text{ m}$	Άκ. απολήξεις $H_{0zi} = 1.10 \text{ m}$	Κάτω $\pi = 0.40 \text{ m}$ Άνω $\pi = 0.80 \text{ m}$
Αντοχή	Μήκη διάτμησης $f = 3.04 \text{ MPa}$	$H_{0zi} = 0.70 \text{ m}$	$f_{v0} = 0.121 \text{ MPa}$	$H_{0yi} = 0.99 \text{ m}$ $f_{wt} = 0.364 \text{ MPa}$

Πίνακας 1.14: Γενικά δεδομένα Πεσσού K7(0).

Στα «Γενικά δεδομένα τοιχοποιίας» αναφέρονται γενικά χαρακτηριστικά του πεσσού που σχετίζονται με τη γεωμετρία του πεσσού και τις αντοχές των υλικών.

Στην 1η σειρά αναγράφονται γενικές ιδιότητες του πεσσού, όπως π.χ., πρωτεύων, άσπλος, με δύσκαμπτο διάφραγμα στην κορυφή του.

Στην 2^η σειρά σημειώνεται ότι έχει επιλεγεί να πραγματοποιηθεί ο έλεγχος εκτός επιπέδου, f_b είναι η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος και f_k , f_{Rd} , f_{bu} είναι οι συντελεστές μονολιθικότητας και βλάβης.

Στην 3^η σειρά αναγράφονται οι διαστάσεις του πεσσού, το καθαρό μήκος ανάμεσα στις άκαμπτες απολήξεις του (l_c) και αντίστοιχα το μήκος της κάτω (r_i) και της πάνω (r_j) άκαμπτης απόληξης.

Στην 4^η σειρά εμφανίζονται τα μήκη διάτμησης:

H_{0zi} Μήκος διάτμησης εντός επιπέδου κάτω άκρου

H_{0zj} Μήκος διάτμησης εντός επιπέδου άνω άκρου

H_{0yi} Μήκος διάτμησης εκτός επιπέδου κάτω άκρου

H_{0yj} Μήκος διάτμησης εκτός επιπέδου άνω άκρου

Στην 5^η σειρά παρουσιάζονται οι τελικές υπολογιζόμενες αντοχές της τοιχοποιίας:

f Είναι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Υπολογίζεται αυτόματα η μέση τιμή αν είναι υφιστάμενη και η χαρακτηριστική αν είναι νέα τοιχοποιία.

f_{v0} Είναι η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας απουσία κατακόρυφου φορτίου.

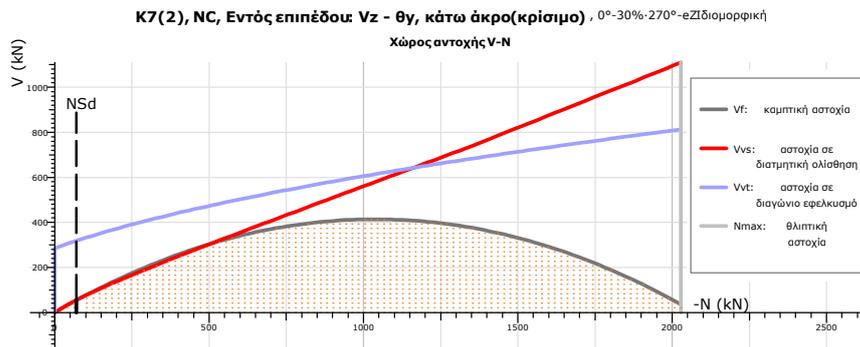
f_{wt} Είναι η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Η τιμή της εξαρτάται αποκλειστικά από την αντοχή του κονιάματος και παίρνει τιμές:

- 0.10 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mort} δεν υπερβαίνει τα 2.0 MPa.
- 0.20 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mort} βρίσκεται μεταξύ 2.0 και 5.0 MPa.
- 0.40 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mort} υπερβαίνει τα 5.0 MPa.

Όλες οι παραπάνω τιμές είναι οι τελικές, διαιρεμένες δηλ. με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας

Εύρεση τέμνουσας διαρροής

Στο **Σχήμα 1.4** παρουσιάζεται γραφικά ο υπολογισμός της τέμνουσας διαρροής του πεσσού K7(2) στην κρίσιμη ανάλυση Pushover 0°-30%-270°-eZ ιδιομορφική από όπου προέκυψε το κρίσιμο λ.

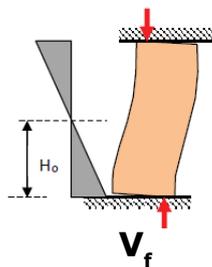


Σχήμα 1.4: Γραφική διαδικασία υπολογισμού δύναμης διαρροής πεσσού K7(2) εντός επιπέδου

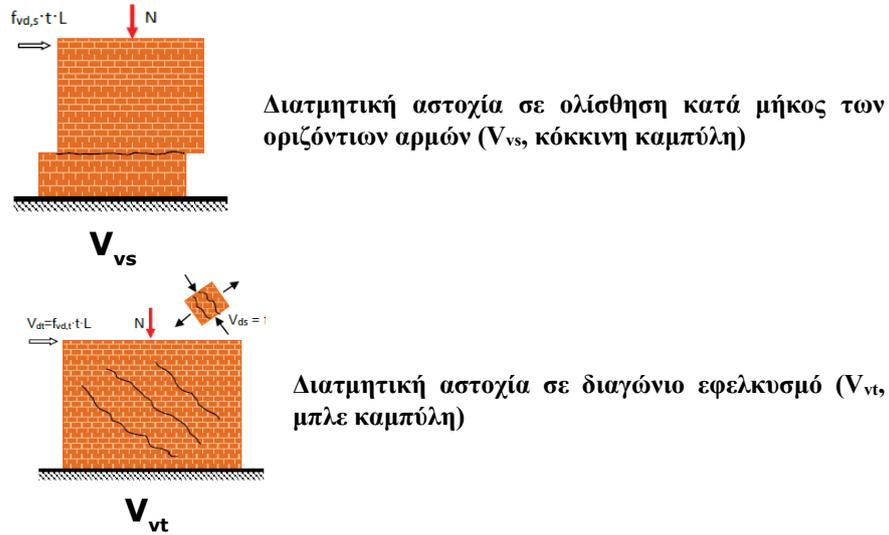
Παρατήρηση

Ο πεσσός διαρρέει ταυτόχρονα σε όλο το ύψος του όταν η δρώσα τέμνουσα V_{sd} ξεπεράσει την τέμνουσα διαρροής V_{rd} . Η θεώρηση αυτή γίνεται καθώς ο πεσσός είναι κυρίως τεμνόμενο μέλος και διαφέρει από ένα υποστύλωμα Ο/Σ όπου υπάρχει η έννοια της πλαστικής άρθρωσης άκρου με αντίστοιχο έλεγχο ροπών.

Ο έλεγχος διαρροής παρουσιάζεται γραφικά σε διάγραμμα αξονικών δυνάμεων-τεμνουσών (N-V). Στον οριζόντιο άξονα του γραφήματος έχουμε τις αξονικές δυνάμεις και στον κατακόρυφο τις τέμνουσες. Για το αξονικό φορτίο N_{sd} που ασκείται κρίσιμο άκρο του πεσσού υπολογίζονται οι τέμνουσες αντοχής που αντιστοιχούν στις 3 μορφές αστοχίας:



Καμπτική αστοχία (V_f , γκρι καμπύλη)



Εικόνα 1.16: Μηχανισμοί αστοχίας από τους οποίους προκύπτει η τέμνουσα διαρροής V_{Rd} για εντός επιπέδου δράση.

Κρίσιμη τέμνουσα διαρροής είναι η ελάχιστη εκ των τριών:

$$V_{Rd} = \min (V_f, V_{vs}, V_{vt})$$

Όπου:

$$V_f = \frac{L \cdot N}{2H_{0z}} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_{sd}) \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, §7.2β})$$

$$V_{vs} = \min [(f_{vm0} \cdot L' \cdot t + \mu \cdot N), (0.065 \cdot f_b \cdot L' \cdot t)] \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, §7.3β})$$

$$V_{vt} = \sqrt{f_{wt} \cdot (f_{wt} + v_d \cdot f_d)} \cdot L \cdot t \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, §Σ7.2})$$

L' είναι το μήκος της θλιβόμενης ζώνης του πεσσού, η οποία εκφράζεται μέσω της εκκεντρότητας της φόρτισης e ως εξής:

$$L' = 3 \cdot \left(\frac{L}{2} - e \right) = 3 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \right) = 3 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a_{H_0} \cdot l_{cl} \cdot V_{Sd}}{N_{Sd}} \right)$$

Όπου η δρώσα ροπή M_{Sd} εκφράστηκε συναρτήσει της τέμνουσας V_{Sd} μέσω του λόγου διάτμησης $\alpha_{H_0} = H_0 \cdot l_{cl}$

Τη στιγμή της διαρροής η δρώσα τέμνουσα είναι η V_{Rd} , οπότε συνδυάζοντας την παραπάνω σχέση με τη σχέση 7.3β του ΚΑΔΕΤ καταλήγουμε στην έκφραση του L' :

$$L' = \frac{3 \cdot [L - (3 \cdot a_{H0} \cdot f_{vm0} \cdot L \cdot t + 0.8 \cdot a_{H0} \cdot N_{Sd})]}{2 \cdot (3 \cdot a_{H0} \cdot f_{vm0} \cdot l_{cl} \cdot t + N) \cdot l_{cl}}$$

Επιπρόσθετα, για οποιοδήποτε θλιπτική αξονική δύναμη στον πεσσό, το L' δεν μπορεί να λαμβάνει τιμή μικρότερη από εκείνη την τιμή που είναι απαραίτητη για την ισορροπία:

$$L_{lim}' = \frac{N_{Sd}}{0.85 \cdot f \cdot t}$$

μ είναι ο συντελεστής τριβής ολίσθησης και λαμβάνεται ίσος με 0.4 για νέους τοίχους και 0.5 για υφιστάμενους (draft EC8-3 2023, §11.4.1.1.3))

Παρατήρηση

Εκτός από τα κριτήρια αντοχής, εξετάζεται υπέρβαση του ορίου παραμόρφωσης διαρροής (ΚΑΔΕΤ, §7.1.2.2). Η παραμόρφωση διαρροής για εντός επιπέδου δράση ορίζεται σε $\theta_y = 0.0015$. Υπολογίζεται από το πρόγραμμα η τέμνουσα $V_{\theta_y} = K \cdot \theta_y$ που αντιστοιχεί σε αυτή την παραμόρφωση και η τελική τέμνουσα διαρροής είναι: $V_{Rd} = \min(V_f, V_{vs}, V_{vt}, V_{\theta_y})$.

Παράλληλα πραγματοποιείται και ο έλεγχος αξονικού φορτίου:

- Σε αξονική θλίψη: $N_{max} = 0.85 \cdot f \cdot L \cdot t$
- Σε εφελκυσμό: $N_{min} = 0$, όπου θεωρείται από τους κανονισμούς ότι η φέρουσα τοιχοποιία δεν μπορεί να αναλάβει καθόλου εφελκυστικό αξονικό φορτίο.

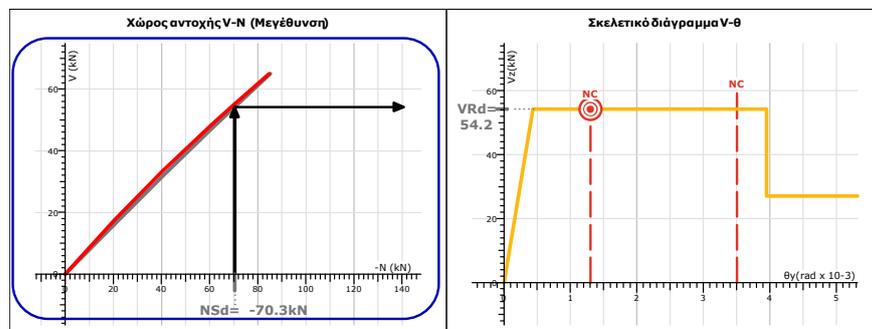
Σημείωση

Η φέρουσα τοιχοποιία είναι υλικό με μεγάλη ικανότητα ανάληψης θλιπτικών φορτίων, πολύ μεγαλύτερων από εκείνα που εμφανίζονται σε συμβατικές κατασκευές. Αυτό εμφανίζεται και στα διαγράμματα του χώρου αντοχής όπου το κρίσιμο αξονικό N_{Sd} είναι συχνά αρκετά μικρό. Συνεπώς, για να διευκολυνθεί η ανάγνωση του διαγράμματος τυπώνεται και μία μεγέθυνση του.

Σκελετικό διάγραμμα πεσσού

Δεξιά του μεγεθυμένου διαγράμματος τυπώνεται και το πραγματικό σκελετικό διάγραμμα V-θ του μέλους, τυπώνεται δηλ. ο μη-γραμμικός δρόμος που

ακολουθήσε ο πεσσός κατά την παραμόρφωση του στην κρίσιμη ανάλυση Pushover.



Σχήμα 1.5: Μεγέθυνση χώρου αντοχής και σκελετικό διάγραμμα πεσσού

Όπου θ είναι γωνία στροφής χορδής ολόκληρου του πεσσού, η οποία εν τέλει προκύπτει ως το ημίθροισμα των δύο γωνιών στροφής χορδής των άκρων:

$$\theta = \frac{u_j - u_i}{h} + \frac{r_i + r_j}{2} = \frac{\theta_i + \theta_j}{2} \quad (\text{draft EC8-3 2023, §11.4.1.1.1})$$

Το σκελετικό διάγραμμα μορφώνεται από τα εξής σημεία:

- **Διαρροή (θ_y, V_{Rd}):** Ο υπολογισμός του V_{Rd} περιγράφηκε προηγουμένως. Το θ_y προκύπτει απλά ως η γωνία στροφής χορδής του πεσσού τη στιγμή της διαρροής.
- **Αστοχία (θ_u, V_{Rd}):** Το θ_u εξαρτάται από τον μηχανισμό διαρροής (κάμψη/τέμνουσα) και από το αν ο πεσσός είναι πρωτεύον ή δευτερεύον μέλος (ΚΑΔΕΤ §7.4.1), (draft EC8-3 2023, §11.4.1.2.2) :

$$\begin{aligned} \text{τέμνουσα} \rightarrow V_v \leq V_f & \begin{cases} \theta_{u,K\Delta\Delta E T} = 0.004 \quad (\text{πρωτεύον}) \\ \theta_{u,K\Delta\Delta E T} = 0.006 \quad (\text{δευτερεύον}) \end{cases} \\ \text{κάμψη} \rightarrow V_f > V_v & \begin{cases} \theta_{u,K\Delta\Delta E T} = \min \begin{cases} 0.008 \cdot H_0 / L \quad (\text{πρωτεύον}) \\ 0.01 \cdot (1 - \nu_{Sd}) \end{cases} \\ \theta_{u,K\Delta\Delta E T} = \min \begin{cases} 0.012 \cdot H_0 / L \quad (\text{δευτερεύον}) \\ 0.01 \cdot (1 - \nu_{Sd}) \end{cases} \end{cases} \end{aligned}$$

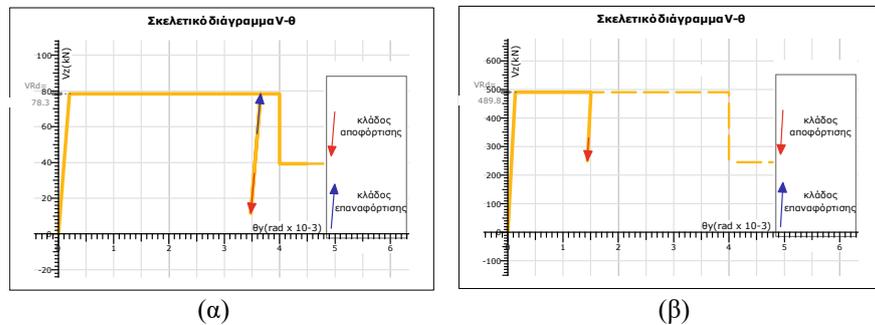
Στη συνέχεια υπολογίζεται η τελική τιμή του θ_u με βάση τη γωνία στροφής χορδής στη διαρροή θ_y και το πλαστικό μέρος της .

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{pl} = \theta_y + (\theta_{u,K\Delta\Delta E T} - 0.15\%)$$

- **Παραμένουσα αντοχή (θ_u, V_{res}):** Η παραμένουσα αντοχή εντός επιπέδου ορίζεται ως το 50% της αντοχής.

$$V_{res} = 0.5 \cdot V_{Rd}$$

- **Κλάδοι αποφόρτισης-επαναφόρτισης:** Ενδέχεται, εξαιτίας των σημαντικών ανακατανομών της έντασης λόγω θραύσης στο φορέα, η παραμόρφωση ενός πεσσού να μικρύνει για κάποια βήματα της ανάλυσης. Τότε, θα μειωθεί και η ένταση που αναλαμβάνει αποφορτιζόμενος ελαστικά. Στη συνέχεια, ενδέχεται η παραμόρφωσή του να αρχίζει να αυξάνεται πάλι ξεπερνώντας κάποια στιγμή την παραμόρφωση έναρξης της αποφόρτισης. Εμφανίζεται, λοιπόν, ένας σύντομος κύκλος αποφόρτισης-επαναφόρτισης που αποτυπώνεται στο διάγραμμα V-θ όπως στο **Σχήμα 1.6**



Σχήμα 1.6: (α) Ενδεικτικό διάγραμμα V-θ με κλάδο αποφόρτισης-επαναφόρτισης, (β) διάγραμμα V-θ με κλάδο αποφόρτισης.

Στη συνέχεια πάνω στο διάγραμμα ορίζονται οι επιτελεστικότητες ανάλογα με την τιμή της πλαστιμότητας $\mu_\theta = \theta_w / \theta_y$ (ΚΑΔΕΤ §9.2.1):

$$\mu_\theta \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} \theta_{DL} = \theta_y \\ \theta_{SD} = \theta_u / \gamma_{Rd} \\ \theta_{NC} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} \end{cases}$$

$$\mu_\theta < 1.5 \rightarrow \theta_{DL} = \theta_{SD} = \theta_{NC} = \theta_y$$

Τέλος, παρατίθενται όλοι οι προαναφερθέντες υπολογισμοί που τεκμηριώνουν το σκελετικό διάγραμμα του πεσσού σε εντός επιπέδου παραμόρφωση (**Σχήμα 1.7**).

Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή: $N_{sd} = -70.3\text{kN}$, $V_{Rd} = 54.2\text{kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_{vt}, V_{vs}) = V_f = 54.2\text{kN}$$

$$\theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 3.50\text{‰} (\mu_B > 1.5)$$

→ $V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_{tot}} (1 - 1.15 V_d) \cdot \gamma_{Rd} = 54.2\text{kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (7.28)]

→ $V_{vt} = \sqrt{f_{vt} \cdot (f_{vt} + v_d f_d)} \cdot L \cdot t \cdot \gamma_{Rd} = 318.3\text{kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (Σ7.2)]

→ $V_{vs} = \min(f_{vth0} \cdot L' \cdot t + \mu N, 0.065 f_u L' \cdot t) \cdot \gamma_{Rd} = 55.2\text{kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (7.38)]

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, cap}}{\theta_{NC, cap}} = \frac{1.30\text{‰}}{3.50\text{‰}} = 0.37$$

→ $\theta_u = 3.95\text{‰}$ (Μ, εντός επιπ., Κύριο Σ.Μ.) [EC8-3, Γ.4.2]

→ $\gamma_{Rd} = 1.50$

Σχήμα 1.7: Υπολογισμοί αντοχής και ικανότητας παραμόρφωσης πεσσού K7(2) εντός επιπέδου

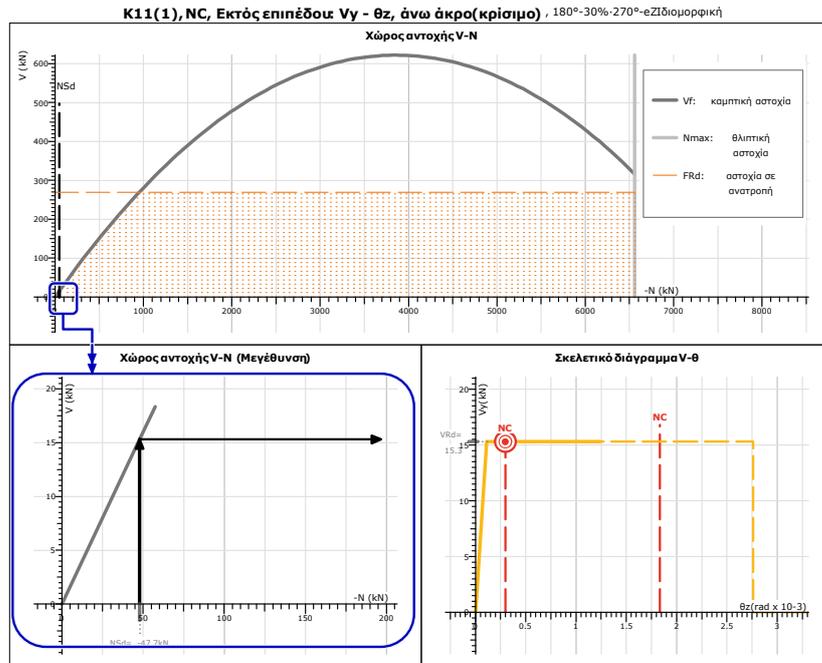
1.6.1.2 Έλεγχος πεσσού εκτός επιπέδου

Στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Pushover, Φ. τοιχοποιίας > V-θ φέρουσας τοιχοποιίας > K11(1), NC, Εκτός επιπ.» τυπώνεται η γραφική και αναλυτική τεκμηρίωση υπολογισμού του λόγου ανεπάρκειας λ για τον πεσσό K7(2) σε δράση εκτός επιπέδου (Σχήμα 1.8).

Πεσσός K11(1)

Γενικά δεδομένα τοιχοποιίας

Γενικά	Υψιστόμενη	Πρωτεύων τοίχος	Άσπλη	Με διακομμένο διάφραγμα
	Ελεγχος εκτός επιπέδου N ₉₁	f ₀ = 40.0MPa	Συντελεστής χαρακτ.: γ _R =1.00 γ _{Ed} =1.00 γ _M =1.00	
Διαστάσεις	338/75 [cm]	Εύκαμπτο τμήμα l _{cl} = 2.20m	Ακ. απολήξεις	Κάτω r _i = 0.40m Άνω r _j = 0.40m
Αντοχή	Μήκη διάτμησης f = 3.04MPa	H _{0z1} = 1.09m	H _{0z2} = 1.11m	H _{0y1} = 1.04m H _{0y2} = 1.16m f _{v0} = 0.121MPa f _{wt} = 0.364MPa



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή: $N_{Ed} = -47.7\text{kN}$, $V_{Rd} = 15.3\text{kN}$

$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = V_f = 15.3\text{kN}$

$V_f = \frac{L}{2} \cdot \frac{\sigma_a}{H_{0y1}} \cdot (1 - \frac{\sigma_a}{f_d}) \cdot \gamma_{Rd} = 15.3\text{kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (6.2)]

$F_{Rd} = \lambda \cdot (W_{Ed} A_{L,w} + F_{Ed}) \cdot \gamma_{Rd} = 269.3\text{kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (27.6)]

$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,exp}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{0.30\text{‰}}{1.64\text{‰}} = 0.18$

$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 1.84\text{‰}$ ($\mu_e > 1.5$)

$\theta_u = 2.76\text{‰} = 0.003 H_0/t$ (εκτός επιπ.) [ΚΑΔΕΤ Σ7.8]

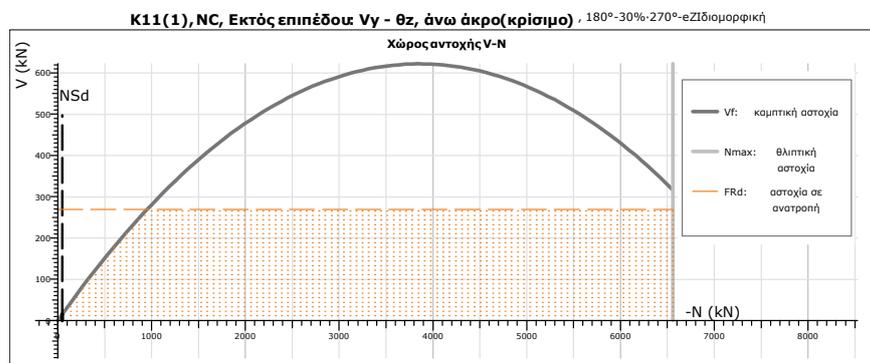
$V_{Rd} = 2.00$

Σχήμα 1.8: Αναλυτική εκτύπωση πεσσού K11(1) σε εκτός επίπεδου δράση

Στη συνέχεια επεξηγούνται τα διάφορα πεδία που τυπώνονται στο Σχήμα 1.3.

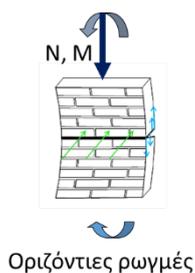
Εύρεση τέμνουσας διαρροής

Στο Σχήμα 1.9 παρουσιάζεται γραφικά ο υπολογισμός της τέμνουσας διαρροής του πεσσού K11(1) στην κρίσιμη ανάλυση Pushover 180°-30%-270°-eZ ιδιομορφική από την οποία προέκυψε το κρίσιμο λ.

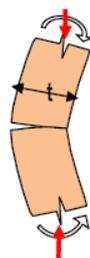


Σχήμα 1.9 Γραφική διαδικασία υπολογισμού δύναμης διαρροής πεσσού K11(1) εκτός επιπέδου

Για το αξονικό φορτίο N_{sd} που ασκείται στο κρίσιμο άκρο του πεσσού υπολογίζονται οι τέμνουσες αντοχής που αντιστοιχούν στις 2 μορφές αστοχίας:



Καμπτική αστοχία παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς (V_f , γκρι καμπύλη)



Αστοχία σε ανατροπή στο μέσον του πεσσού (F_{Rd} , πορτοκαλί οριζόντια διακεκομμένη γραμμή)

Εικόνα 1.17: Μηχανισμοί αστοχίας από τους οποίους προκύπτει η τέμνουσα διαρροής V_{rd} για εκτός επιπέδου δράση.

Κρίσιμη τέμνουσα διαρροής είναι η ελάχιστη εκ των δύο:

$$V_{Rd} = \min (V_f, F_{Rd})$$

Όπου:

$$V_f = \frac{L \cdot t^2 \cdot \sigma_0}{2H_{0,y}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_d} \right) \quad (\text{ΚΑΔΕΤ } \S 7.6)$$

$$F_{Rd} = \lambda \cdot (w_{Ed} \cdot A_{L,w} + F_{Ed}) \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, } \Sigma 7.6)$$

$A_{L,w}$ είναι το η επιφάνεια του τοίχου κάθετα στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

w_{Ed} είναι η δράση του σεισμού κάθετα στο επίπεδο του τοίχου

$$w_{Ed} = S_e(T) \cdot t \cdot \gamma \cdot C_m \cdot S \cdot \eta \cdot g \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, } 7.4.2)$$

F_{Ed} είναι οι συγκεντρωμένες αδρανειακές δυνάμεις που μεταφέρουν οι δοκοί και τα υπέρθυρα στον άνω κόμβο του πεσσού μέσω των επιμερισμένων μαζών των πατωμάτων.

λ είναι συντελεστής που αφορά τις συνοριακές συνθήκες στήριξης του κάθε τοίχου. Λαμβάνεται $\lambda=1$.

Σημείωση

Ο έλεγχος σε ανατροπή αναφέρεται σε αστοχία όπου ο τοίχος σπάει σε 2 τεμάχια στο μέσον του ύψους ανάμεσα σε 2 συνεχόμενα διαφράγματα (βλέπε παράμετρο: «Υποστύλωμα > Αποτίμηση φέρουσας τοιχοποιίας > Δύσκαμπτο διάφραγμα»). Συνεπώς, για να είναι ορθός ο έλεγχος σε ανατροπή θα πρέπει στον άνω κόμβο του πεσσού του ανώτερου ορόφου να εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία.

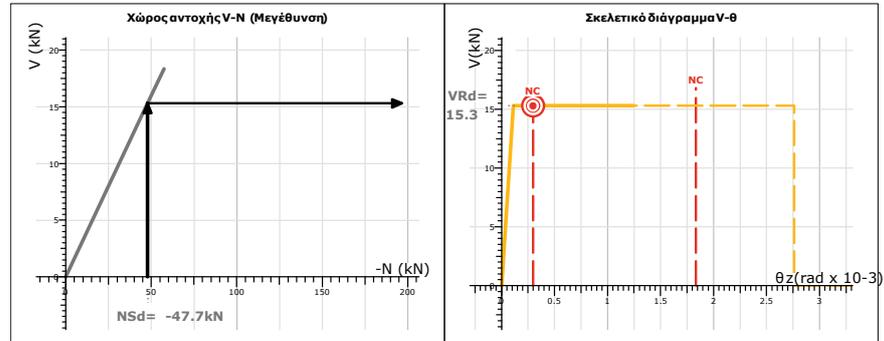
Παρατήρηση

Εκτός από τα κριτήρια αντοχής, εξετάζεται υπέρβαση του ορίου παραμόρφωσης διαρροής (ΚΑΔΕΤ, §7.1.2.2). Η παραμόρφωση διαρροής για εκτός επιπέδου δράση ορίζεται σε $\theta_y=0.002$. Υπολογίζεται από το πρόγραμμα η τέμνουσα $V_{\theta_y}=K \cdot \theta_y$ που αντιστοιχεί σε αυτή την παραμόρφωση και η τελική τέμνουσα διαρροής είναι: $V_{Rd} = \min (V_f, F_{Rd}, V_{\theta_y})$

Σκελετικό διάγραμμα πεσσού

Ομοίως με τον έλεγχο εντός επιπέδου, για να διευκολυνθεί η ανάγνωση του διαγράμματος σε μικρά θλιπτικά αξονικά φορτία τυπώνεται και μία μεγέθυνση του. Δεξιά του μεγεθυμένου διαγράμματος τυπώνεται και το πραγματικό σκελετικό διάγραμμα V-θ του μέλους, τυπώνεται δηλ. ο μη-γραμμικός δρόμος

που ακολούθησε ο πεσσός κατά την παραμόρφωση του στην κρίσιμη ανάλυση Pushover (Σχήμα 1.10).

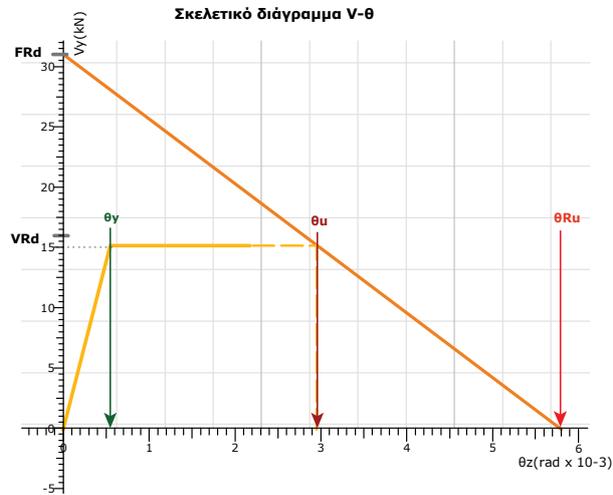


Σχήμα 1.10: Μεγέθυνση χώρου αντοχής και σκελετικό διάγραμμα πεσσού εκτός επιπέδου

Σε αντίθεση με το σκελετικό διάγραμμα εντός επιπέδου, κατά την παραμόρφωση του πεσσού εκτός επιπέδου, μετά την αστοχία, ο πεσσός δεν αναλαμβάνει καθόλου περαιτέρω ένταση ($V_{res}=0$). Κατά την αστοχία, η γωνία στροφής χορδής του πεσσού υπολογίζεται ως εξής (ΚΑΔΕΤ §7.4.2):

$$\theta_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.003 \cdot \frac{H_0}{t} \\ \frac{t}{H_0} \left(1 - \frac{V_{Rd}}{F_{Rd}} \right) \\ \left. \begin{array}{l} 0.007 \text{ (συμπαγείς λίθοι)} \\ 0.045 \text{ (διάτρητοι λίθοι)} \\ 0.006 \text{ (αργολιθοδομή)} \end{array} \right\}$$

Ο 2^{ος} εκ των τριών ανωτέρων τύπων αναφέρεται στην αστοχία σε ανατροπή του τοίχου εκτός επιπέδου και παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 1.11 (ΚΑΔΕΤ §7.4.2)



Σχήμα 1.11: Υπολογισμός θ_u σε περίπτωση αστοχίας λόγω ανατροπής

Όπου:

$\theta_{Ru} = t/H\theta$ η παραμόρφωση του τοίχου στην οποία οι δυνάμεις επαφοράς δεν μπορούν να επαναφέρουν πλέον το σώμα στη θέση ισορροπίας και ο τοίχος ανατρέπεται εντελώς.

Υπολογίζεται το σημείο τομής της καμπύλης που ορίζει την ασφαλή περιοχή έναντι ανατροπής, με την σκελετική καμπύλη που ορίζει την παραμόρφωση λόγω πλαστιμότητας.

Έπειτα, υπολογίζεται η τελική τιμή του θ_u με βάση τη γωνία στροφής χορδής στη διαρροή θ_y και το πλαστικό μέρος της .

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{pl} = \theta_y + (\theta_{u,KΑΔΕΤ} - 0.20\%)$$

Στη συνέχεια πάνω στο διάγραμμα ορίζονται οι επιτελεστικότητες ανάλογα με την τιμή της πλαστιμότητας $\mu_\theta = \theta_u / \theta_y$ (ΚΑΔΕΤ §9.2.1), ακριβώς έτσι όπως και στην εντός επιπέδου δράση:

$$\mu_\theta \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} \theta_{DL} = \theta_y \\ \theta_{SD} = \theta_u / \gamma_{Rd} \\ \theta_{NC} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} \end{cases}$$

$$\mu_\theta < 1.5 \rightarrow \theta_{DL} = \theta_{SD} = \theta_{NC} = \theta_y$$

Τέλος, παρατίθενται όλοι οι προαναφερθέντες υπολογισμοί που τεκμηριώνουν το σκελετικό διάγραμμα του πεσού σε εκτός επιπέδου παραμόρφωση (**Σχήμα 1.12**).

Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή: $N_{sd} = -47.7 \text{ kN}$, $V_{Rd} = 15.3 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = V_f = 15.3 \text{ kN} \quad \theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 1.84\% \text{ (}\mu_B > 1.5\text{)}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{1}{2} \frac{t^2}{H_{Dy}} \frac{\sigma_a}{f_d} \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 15.3 \text{ kN} \quad \text{[ΚΑΔΕΤ, (6.2)]} \quad \rightarrow \theta_u = 2.76\% = 0.003 H_0/t \text{ (εκτός επιπ.) [ΚΑΔΕΤ Σ7.8]}$$

$$\rightarrow F_{Rd} = \lambda \cdot (W_{Ed} A_{L,w} + F_{Ed}) \cdot r_{Rd} = 269.3 \text{ kN} \quad \text{[ΚΑΔΕΤ, (27.6)]} \quad \rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, cap}}{\theta_{NC, cap}} = \frac{0.30\%}{1.84\%} = 0.16$$

Σχήμα 1.12: Υπολογισμοί αντοχής και ικανότητας παραμόρφωσης πεσσού εκτός επιπέδου

1.6.1.3 Έλεγχος υπερθύρου

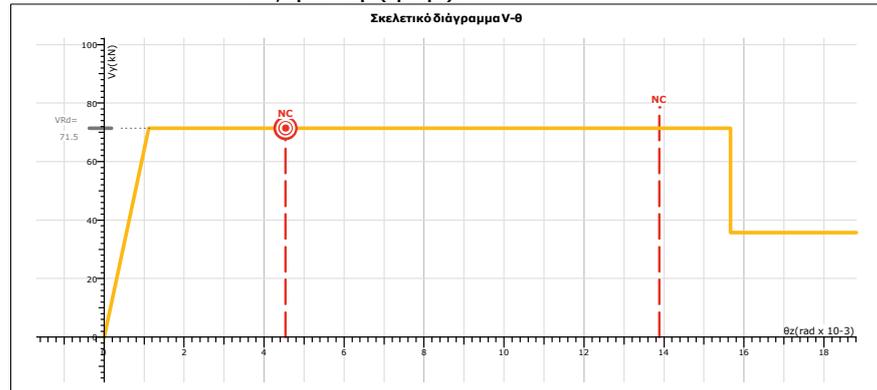
Στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Pushover, Φ. τοιχοποιίας > V-θ φέρουσας τοιχοποιίας > Δ1.9(1), NC» τυπώνεται η γραφική και αναλυτική τεκμηρίωση υπολογισμού του λόγου ανεπάρκειας λ για το υπέρθυρο Δ1.9(1) (Σχήμα 1.13).

Υπέρθυρο Δ1.9(1)

Γενικά δεδομένα υπερθύρου

Γενικά	Υφιστάμενο	Πρωτεύον	Άσπλο υπέρθυρο	με ανώφλι
fb=40.0MPa	t=75, h=80 [cm]	Συντ. αλληλεμπλοκής 1.00	Συντ.μπχ.χαρακτ.: rK= 1.00 rRd= 1.00 rθu= 1.00	
Διαστάσεις	f e= 3.04MPa	lcl= 1.30m	Άκ. απολήξεως	ri= 0.00m rj= 0.00m
Αντοχή		fvd e=0.121MPa	Fsh= Ash · fyd= 62.8kN	fwt= 0.364MPa fyk= 400.0MPa
Εφελκυστική αντοχή ανώφλιού:				

NC, πρώτο άκρο(κρίσιμο) , 180°+30%-90°-εΖΙδιομορφική



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_v) = \min(71.5 \text{ kN}, 145.5 \text{ kN}) = 71.5 \text{ kN} \quad \theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 13.88\%$$

$$\rightarrow V_f : \text{άσπλου υπερθύρου με ανώφλι} \quad \rightarrow \theta_u = 15.66\%$$

$$\rightarrow V_v : \text{άσπλου υπερθύρου} \quad \text{(με ανώφλι, M) [EC8-3]}$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, cap}}{\theta_{NC, cap}} = \frac{4.54\%}{13.88\%} = 0.33 \quad \rightarrow V_{Rd} = 1.50$$

Σχήμα 1.13: Αναλυτική εκτύπωση υπερθύρου Δ1.9(1)

Στη συνέχεια επεξηγούνται τα διάφορα πεδία που τυπώνονται στο Σχήμα 1.13.

Γενικά δεδομένα

Γενικά δεδομένα υπερθύρου

Γενικά	Υφιστάμενο	Πρωτεύον	Άοπλο υπερθύρο	με ανώφλι
	$f_b=40.0\text{MPa}$	Συντ. αλληλεμπλοκής 1.00	Συντ.μηχ.χαρακτ.: $r_k=1.00$ $r_{Rd}=1.00$ $r_{\theta u}=1.00$	
Διαστάσεις	$t=75, h=80$ [cm]	$l_{cl}=1.30\text{m}$	Άκ. απολήξεις	$r_i=0.00\text{m}$ $r_j=0.00\text{m}$
Αντοχή	$f_e=3.04\text{MPa}$	f_{v0} $e=0.121\text{MPa}$		$f_{wt}=0.364\text{MPa}$
	Εφελκυστική αντοχή ανωφλιού:	$F_{sh}=Ash \cdot f_{yd}=62.8\text{kN}$		$f_{yk}=400.0\text{MPa}$

Πίνακας 1.15: Γενικά δεδομένα Υπερθύρου Δ1.9(1).

Στα «Γενικά δεδομένα υπερθύρου» αναφέρονται γενικά χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου υπερθύρου που σχετίζονται με τη γεωμετρία του και τις αντοχές των υλικών.

Στην 1η σειρά αναγράφονται γενικές ιδιότητες, όπως ότι είναι υφιστάμενο, πρωτεύον και άοπλο με ανώφλι.

Στη 2^η σειρά σημειώνεται:

f_b η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

Συντ. αλληλεμπλοκής είναι η παράμετρος «Δοκός > Αποτίμηση Φέρουσα τοιχοποιίας > Ύψος λίθου προς μήκος υπερκάλυψης μεταξύ λίθων»

$r_k, r_{Rd}, r_{\theta u}$ είναι οι συντελεστές μονολιθικότητας και βλάβης.

Στην 3^η σειρά αναγράφονται οι διαστάσεις του υπερθύρου, το καθαρό μήκος ανάμεσα στις άκαμπτες απολήξεις (l_{cl}) του και αντίστοιχα το μήκος της αριστερής (r_i) και της δεξιάς (r_j) άκαμπτης απόληξης.

Στην 4^η σειρά παρουσιάζονται οι τελικές υπολογιζόμενες αντοχές της τοιχοποιίας:

f Είναι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Υπολογίζεται αυτόματα η μέση τιμή αν είναι υφιστάμενη και η χαρακτηριστική αν είναι νέα τοιχοποιία.

f_{v0} Είναι η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας απουσία κατακόρυφου φορτίου.

f_{wt} Είναι η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Η τιμή της εξαρτάται αποκλειστικά από την αντοχή του κονιάματος και παίρνει τιμές:

- 0.10 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mort} δεν υπερβαίνει τα 2.0 MPa.
- 0.20 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mort} βρίσκεται μεταξύ 2.0 και 5.0 MPa.
- 0.40 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mort} υπερβαίνει τα 5.0 MPa.

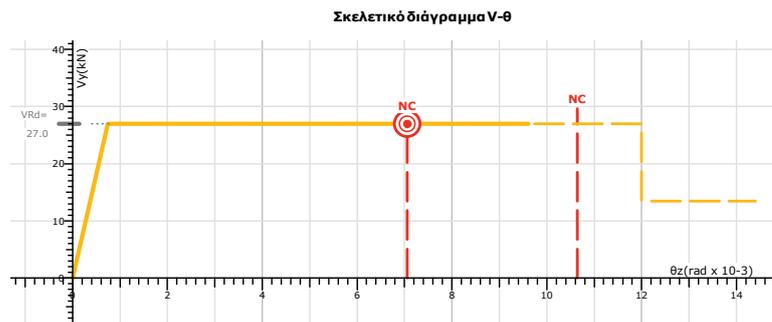
Όλες οι παραπάνω τιμές είναι οι τελικές, διαιρεμένες δηλ. με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας.

Στην 5^η σειρά αναγράφονται:

F_{sh} Η εφελκυστική δύναμη που μπορεί να παραλάβει το ανώφλι.

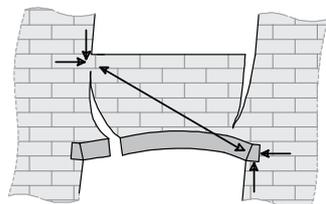
f_{yk} Η χαρακτηριστική αντοχή του εφελκυσμένου υλικού του ανωφλιού

Έλεγχος άοπλου υπερθύρου

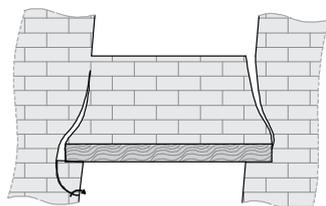


Σχήμα 1.14: Γραφική διαδικασία υπολογισμού λόγου ανεπάρκειας υπερθύρου

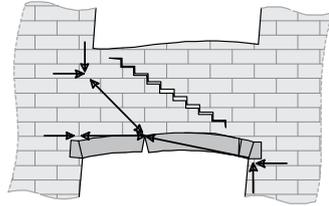
Στο **Σχήμα 1.14** παρουσιάζεται γραφικά ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας του υπερθύρου στην κρίσιμη ανάλυση Pushover $180^\circ + 30\% \cdot 90^\circ - eZ$ ιδιομορφική. Στον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής V_{Rd} αγνοείται η επίδραση του αξονικού φορτίου και ελέγχεται η διαρροή σε κάμψη και διάτμηση. Επίσης, ο έλεγχος είναι διαφορετικός στην περίπτωση που έχει δοθεί από τον χρήστη η ύπαρξη ανωφλιού ή όχι. Διακρίνονται οι παρακάτω 4 μηχανισμοί αστοχίας:



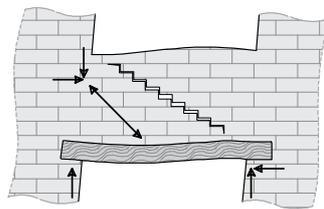
**Κάμψης αστοχία υπερθύρου χωρίς ανώφλι
(με χαμηλό ανακουφιστικό τόξο) (V_I)**



Κάμψης αστοχία υπερθύρου με ανώφλι (V_I)



Διατμητική αστοχία υπερθύρου χωρίς ανώφλι (με χθαμαλό ανακουφιστικό τόξο) (V_v)



Διατμητική αστοχία υπερθύρου με ανώφλι (V_v)

Εικόνα 1.18: Μηχανισμοί αστοχίας από τους οποίους προκύπτει η τέμνουσα διαρροής V_{Rd} για υερόθυρο με ή χωρίς ανώφλι.

Κρίσιμη τέμνουσα διαρροής είναι η ελάχιστη της τιμής που υπολογίστηκε για κάμψη ή τέμνουσα:

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_v)$$

- Έλεγχος σε κάμψη χωρίς ανώφλι (draft EC8-3 2023, §11.5.1.2.2)

$$f_{ht1} = \frac{f_{bt}}{2}$$

$$f_{ht2} = \frac{f_{v0} + 0.6 \cdot \sigma_y}{\varphi}$$

$$f_{ht} = \min(f_{ht1}, f_{ht2})$$

$$f_{ht1} < f_{ht2} \rightarrow \left\{ V_{f1} = 1.15 \cdot \frac{h^2 \cdot t}{6 \cdot H_0} \cdot f_{ht} \right.$$

$$f_{ht1} \geq f_{ht2} \rightarrow \left\{ V_{f1} = \frac{h^2 \cdot t}{2 \cdot H_0 \cdot (1 + 2 \cdot f_{ht}/f_m)} \cdot f_{ht} \right.$$

h, t: Οι διαστάσεις του υπερθύρου, h (ύψος) και t (πλάτος)

H₀: Το μήκος διάτμησης ($H_0=L/2$)

- f_{ht}** : Ελάχιστη εφελκυστική αντοχή υπερθυρού λόγω αστοχίας των λίθων (**f_{ht1}**) ή λόγω ολίσθησης κατά μήκος των αρμών (**f_{ht2}**)
- f_{bt}** : Εφελκυστική αντοχή λίθου: $f_{bt} = f_b/10$
- σ_y** : Ο μ.ο. των κατακόρυφων ορθών τάσεων στους δύο εκατέρωθεν πεσσούς του υπερθύρου
- φ** : Η τιμή της παραμέτρου «όψος λίθου προς μήκος υπερκάλυψης μεταξύ λίθων»

Παραμόρφωση αστοχίας: $\theta_{t,u}=0.012$

- Έλεγχος σε κάμψη με ανώφλι (draft EC8-3 2023, §11.5.1.2.2)

$$N_s = \min(A_s \cdot f_y, 0.2 \cdot h \cdot t \cdot f_m)$$

$$V_{f2} = \frac{h \cdot N_s}{H_0} \cdot \left(1 - 1.15 \cdot \frac{2 \cdot N_s}{h \cdot t \cdot f_m} \right)$$

$$V_f = \max(V_{f1}, V_{f2})$$

- N_s** : Η ελάχιστη αξονική δύναμη του θλιπτήρα του μηχανισμού δικτυώματος της άοπλης δοκού και της εφελκυστικής αντοχής του ανωφλιού.
- f_y** : Είναι η εφελκυστική αντοχή του ανωφλιού. Η τιμή της παραμέτρου «Δοκός > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας > Χαρακτηριστική αντοχή εφελκυσόμενου υλικού ανωφλιού f_{yk} [MPa]».

Παραμόρφωση αστοχίας: $\theta_{t,u}=0.016$

- Έλεγχος σε διάτμηση με/χωρίς ανώφλι (draft EC8-3 2023, §11.5.1.2.3)

Αστοχία σε διαγώνια ρηγμάτωση:

$$V_v = \frac{h \cdot t}{b} \cdot \left(\frac{f_{v0}}{1 + 0.6 \cdot \varphi} \right) \leq V_{v,\lim}$$

$$b = \frac{L}{h}, 1 \leq b \leq 1.5$$

$$V_{v,\lim} = \frac{h \cdot t}{b} \cdot \frac{f_{bt}}{2.3}$$

Παραμόρφωση αστοχίας: $\theta_{du}=0.006$ για κανονική τοιχοποιία
 $\theta_{du}=0.005$ για αργολιθοδομή
 $\theta_{du}=0.0035$ για σκαφοειδή λιθοσώματα

Σημείωση

Ο έλεγχος των υπερθύρων στη στάθμη DL δεν πραγματοποιείται (draft EC8-3 2023, §11.5.1.2.2 (2)). Έτσι, τα υπέρθυρα θεωρούνται αποδεκτό να διαρρεύσουν και να αναπτύξουν πλαστική στροφή εντός ενός ορίου.

Στη συνέχεια, πάνω στο διάγραμμα V-θ ορίζονται οι επιτελεστικότητες:

$$\theta_{DL} = \theta_y$$

$$\theta_{SD} = \theta_u / \gamma_{Rd}$$

$$\theta_{NC} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd}$$

Τέλος, παρατίθενται όλοι οι προαναφερθέντες υπολογισμοί που τεκμηριώνουν το σκελετικό διάγραμμα του υπερθύρου. (Σχήμα 1.15).

Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

$V_{Rd} = \min(V_{tr}, V_v) = \min(71.5\text{kN}, 145.5\text{kN}) = 71.5\text{kN}$	$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 13.88\text{‰}$
→ V_{tr} : άσπλου υπερθύρου με ανώφλι	→ $\theta_u = 15.66\text{‰}$
→ V_v : άσπλου υπερθύρου	(με ανώφλι, M) [EC8-3]
$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,cap}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{4.54\text{‰}}{13.88\text{‰}} = 0.33$	$V_{Rd} = 1.50$

Σχήμα 1.15: Υπολογισμοί αντοχής και ικανότητας παραμόρφωσης υπερθύρου

1.6.2 Αναλυτικά αποτελέσματα ελαστικής Χρονοϊστορίας

Παρακάτω, περιγράφονται τα αποτελέσματα αναλυτικής εκτύπωσης έπειτα από την επίλυση της ελαστικής Χρονοϊστορίας στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, Φ. τοιχοποιίας». Παρουσιάζονται τα αναλυτικά αποτελέσματα για τα κρίσιμα μέλη, δηλαδή για τον πεσσό K11(1) για δράση εντός και εκτός επιπέδου δράση.

1.6.2.1 Έλεγχος πεσσού εντός επιπέδου

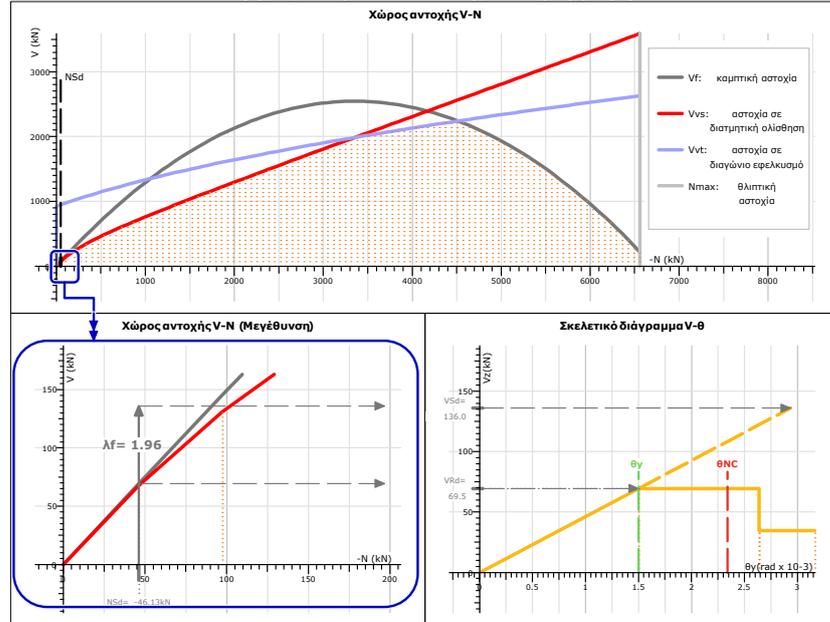
Στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, Φ. τοιχοποιίας > V-θ φέρουσας τοιχοποιίας > K11(1), NC, Εντός επιπ.» τυπώνεται η γραφική και αναλυτική τεκμηρίωση υπολογισμού του λόγου ανεπάρκειας λ για τον πεσσό K11(1) σε δράση εντός επιπέδου (Σχήμα 1.16).

Πεσός K11(1)

Γενικά δεδομένα τοιχοποιίας

Γενικά	Υφιστάμενη	Πρωτεύων τοίχος	Ασπλή	Με δόκαμπατο διάφραγμα	
Ελεγχος εκτός επιπέδου:	Nai	$f_v = 40,0 \text{ MPa}$	Συντ. μηχ. χαρακτ.: $r_k = 1,00$	$R_d = 1,00$	$r_{du} = 1,00$
Διαστάσεις	338/75 (cm)	Εύκαμπο τυλίγιο $l_{cl} = 2,20 \text{ m}$	Ακ. απολήξεις	Κάτω $r_l = 0,40 \text{ m}$	Άνω $r_l = 0,40 \text{ m}$
Αντοχή	Μακρ. διάτμησης $f = 3,04 \text{ MPa}$	$H_0 z_l = 1,09 \text{ m}$	$H_0 z_l = 1,11 \text{ m}$	$H_0 y_l = 1,04 \text{ m}$	$H_0 y_l = 1,16 \text{ m}$
		$f_{v0} = 0,121 \text{ MPa}$		$f_{wt} = 0,364 \text{ MPa}$	

K11(1), NC, Εντός επιπέδου: Vz - θy, άνω άκρο (κρίσιμο)



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Την κρίσιμη χρον. στιγμή: $N_{Sd,f} = -46,1 \text{ kN}$, $V_{Sd,f} = 136,0 \text{ kN}$

$$\lambda_{NC} = \max(\lambda_f, \lambda_v) = \lambda_f = \frac{V_{Sd,f}}{V_{Rd,f}} = \frac{V_{Ed} + V_{Ed}/m_{NC,f}}{V_{Rd,f}} = 1,96$$

$$V_{Rd} = V_f = 69,5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_{0zj}} (1 - 1,15 \cdot V_d) \cdot \tau_{Rd} = 69,5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (7-2B)}]$$

$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1,33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2,34\text{‰} (\mu_B > 1,5)$$

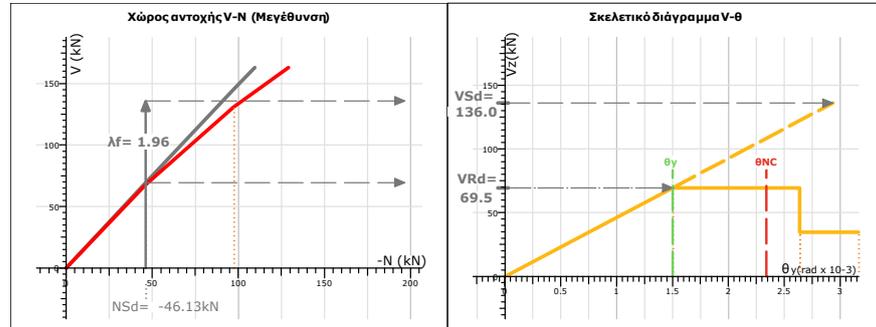
$$\rightarrow \theta_u = 2,64\text{‰} \quad (\text{M, εντός επιπ., Κύριο Σ.Μ.}) \quad [\text{EC8-3, Γ.4.2}]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 1,50$$

$$m_{NC,f} = \frac{\theta_{NC, \text{cap}}}{\theta_v} = \frac{2,34\text{‰}}{1,50\text{‰}} = 1,56$$

Σχήμα 1.16: Αναλυτική εκτίπωση πεσούς K11(1) σε εντός επιπέδου δράση

Στην ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας (μέθοδος m) διαφοροποιείται λίγο η λογική του υπολογισμού του κρίσιμου λόγου ανεπάρκειας λ σε σχέση με την Pushover. Δεξιά του μεγεθυμένου διαγράμματος του χώρου αντοχής (Σχήμα 1.17) τυπώνεται ο υπολογισμός του τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m, όπως ορίζεται από τον ΚΑΔΕΤ.



Σχήμα 1.17: Υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας και τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m

Για να πραγματοποιηθεί ο υπολογισμός του κρίσιμου λόγου ανεπάρκειας λ υπολογίζονται ξεχωριστά ο λόγος λ λόγω κάμψης (λ_f) και διάτμησης (λ_v) με τα παρακάτω βήματα:

- Υπολογισμός του τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m :

$$m_{f/v} = \frac{\theta_{i,f/v}}{\theta_y}$$

Όπου $\theta_y = 0.0015$ (ΚΑΔΕΤ, §7.1.2.2) και θ_i η εκάστοτε παραμόρφωση της στάθμης επιτελεστικότητας (βλέπε §1.6.1.1)

- Υπολογισμός της τέμνουσας και αξονικής δύναμης ελέγχου

$$V_{Sd,f/v} = V_G + \frac{V_{Ed,E}}{m_{f/v}}$$

$$N_{Sd,f/v} = N_G + \frac{N_{Ed,E}}{m_{f/v}}$$

Όπου

V_G, N_G Η τέμνουσα και αξονικού του συνδυασμού $G + \psi_2 Q$

$V_{Ed,E}, N_{Ed,E}$ Η ελαστική τέμνουσα και αξονική της ανάλυσης

- Υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής V_{Rd} με βάση τις τιμές V_{Sd} , N_{Sd} (βλέπε §1.6.1.1)

$$\text{κάμψη} \rightarrow V_{Rd,f} = V_f$$

$$\text{τέμνουσα} \rightarrow V_{Rd,v} = \min(V_{vs}, V_{vt})$$

- Υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας για κάθε στάθμη

$$\text{κάμψη} \rightarrow \lambda_f = \frac{V_{Sd,f}}{V_{Rd,f}}$$

$$\text{τέμνουσα} \rightarrow \lambda_v = \frac{V_{Sd,v}}{V_{Rd,v}}$$

- Τέλος, υπολογίζεται ο κρίσιμος λόγος λ εκ των δύο μηχανισμών αστοχίας

$$\lambda = \min(\lambda_f, \lambda_v)$$

Σημείωση

Στο Τεύχος, εκτυπώνεται και τεκμηριώνεται αναλυτικά μόνο ο κρίσιμος λόγος ανεπάρκειας και παραλείπονται οι υπολογισμοί για τον δεύτερο μηχανισμό αστοχίας.

Επίσης, παρατίθενται όλοι οι προαναφερθέντες υπολογισμοί που τεκμηριώνουν το τον υπολογισμό του κρίσιμου λόγου ανεπάρκειας λ (Σχήμα 1.18).

Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Την κρίσιμη χρον. στιγμή: $N_{Sd,f} = -46.1 \text{ kN}$, $V_{Sd,f} = 136.0 \text{ kN}$

$$\lambda_{NC} = \max(\lambda_f, \lambda_v) = \lambda_f = \frac{V_{Sd,f}}{V_{Rd,f}} = \frac{V_{Sd,f}}{V_{Rd,f}} = \frac{V_{Sd,f}}{V_{Rd,f}} = \mathbf{1.96}$$

$$V_{Rd} = V_f = \mathbf{69.5 \text{ kN}}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_{tot}} (1 - 1.15 \cdot V_d) \cdot \gamma_{Rd} = 69.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (7.28)}]$$

$$\theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = \mathbf{2.34\%} \quad (\mu_p > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 2.64\% \quad (\text{Μ, εντός επιπ., Κύριο Σ.Μ.}) \quad [\text{EC8-3, Γ.4.2}]$$

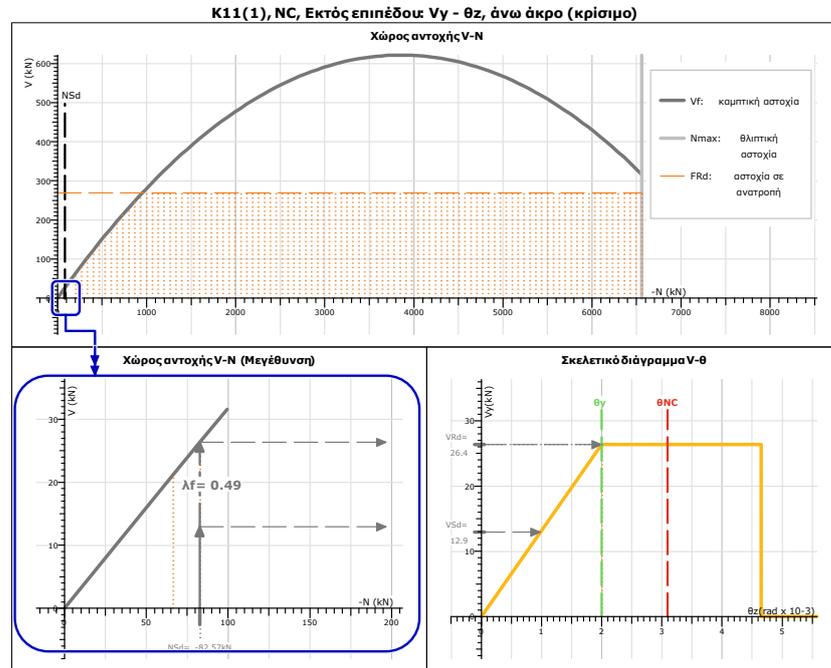
$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 1.50$$

$$m_{NC,f} = \frac{\theta_{NC, cap}}{\theta_v} = \frac{2.34\%}{1.50\%} = \mathbf{1.56}$$

Σχήμα 1.18: Υπολογισμοί τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m και κρίσιμου λόγου ανεπάρκειας λ

1.6.2.2 Έλεγχος πεσσού εκτός επιπέδου

Στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, Φ. τοιχοποιίας > V-θ φέρουσας τοιχοποιίας > K11(1), NC, Εκτός επιπ.» τυπώνεται η γραφική και αναλυτική τεκμηρίωση υπολογισμού του λόγου ανεπάρκειας λ για τον πεσσό K11(1) σε δράση εκτός επιπέδου (Σχήμα 1.19).



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Την κρίσιμη χρον. στιγμή: $N_{Sd,f} = -82.6 \text{ kN}$, $V_{Sd,f} = 12.9 \text{ kN}$

$$\lambda_{NC} = \lambda_f = \frac{V_{Sd,f}}{V_{Rd,f}} = \frac{V_{Ed} + V_f/m_{NC,f}}{V_{Rd,f}} = 0.49$$

$$V_{Rd,f} = \min(V_{fr}, V_{FRd}) = V_f = 26.4 \text{ kN}$$

→ $V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{Dyl}} \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 26.4 \text{ kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (6.2)]

→ $F_{Rd} = \lambda \cdot (w_{Ed} A_{L,W} + F_{Ed}) \cdot r_{Rd} = 269.3 \text{ kN}$ [ΚΑΔΕΤ, (27.6)]

$$\theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 3.09\text{‰} (\mu_\theta > 1.5)$$

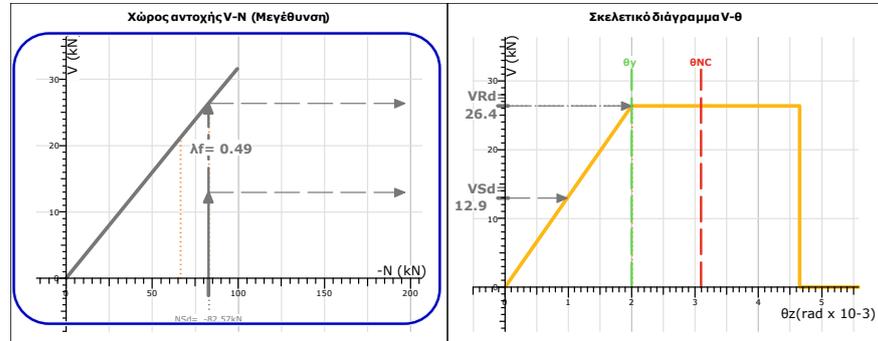
→ $\theta_u = 4.65\text{‰} = 0.003 \text{ H}_0/t$ (εκτός επιπ.) [ΚΑΔΕΤ Σ7.8]

→ $V_{Rd} = 2.00$

$$m_{NC,f} = \frac{\theta_{NC, cap}}{\theta_v} = \frac{3.09\text{‰}}{2.00\text{‰}} = 1.55$$

Σχήμα 1.19: Αναλυτική εκτύπωση πεσσού K11(1) σε εκτός επιπέδου δράση

Ομοίως, στην εκτός επιπέδου δράση, δεξιά του μεγεθυμένου διαγράμματος του χώρου αντοχής (Σχήμα 1.20) τυπώνεται ο υπολογισμός του τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m , όπως ορίζεται από τον ΚΑΔΕΤ.



Σχήμα 1.20: Υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας και τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m εκτός επιπέδου

Για να πραγματοποιηθεί ο υπολογισμός του κρίσιμου λόγου ανεπάρκειας λ πραγματοποιούνται τα παρακάτω βήματα για τον έλεγχο σε κάμψη/ανατροπή:

- Υπολογισμός του τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m :

$$m_f = \frac{\theta_{i,f}}{\theta_y}$$

Όπου $\theta_y = 0.0020$ (ΚΑΔΕΤ, §7.1.2.2) και $\theta_{i,f}$ εκάστοτε παραμόρφωση της στάθμης επιτελεστικότητας (βλέπε §1.6.1.2)

- Υπολογισμός της τέμνουσας και αξονικής δύναμης ελέγχου

$$V_{Sd,f} = V_G + \frac{V_{Ed,E}}{m_f}$$

$$N_{Sd,f} = N_G + \frac{N_{Ed,E}}{m_f}$$

Όπου

V_G, N_G Η τέμνουσα και αξονικού του συνδυασμού $G+\psi_2Q$

$V_{Ed,E}, N_{Ed,E}$ Η ελαστική τέμνουσα και αξονική της ανάλυσης

- Υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής V_{Rd} με βάση τις τιμές V_{Sd}, N_{Sd} (βλέπε §1.6.1.2)

$$V_{Rd,f} = \min(V_f, F_{Rd})$$

- Υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας για κάθε στάθμη

$$\lambda_f = \frac{V_{Sd,f}}{V_{Rd,f}}$$

Επίσης, παρατίθενται όλοι οι προαναφερθέντες υπολογισμοί που τεκμηριώνουν το τον υπολογισμό του κρίσιμου λόγου ανεπάρκειας λ (Σχήμα 1.21).

Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Την κρίσιμη χρον. στιγμή: $N_{Sd,f} = -82.6 \text{ kN}$, $V_{Sd,f} = 12.9 \text{ kN}$

$$\lambda_{NC} = \lambda_f = \frac{V_{Sd,f}}{V_{Rd,f}} = \frac{V_d + V_f/m_{NC,f}}{V_{Rd,f}} = 0.49$$

$$V_{Rd,f} = \min(V_{Rd}, V_{FRd}) = V_f = 26.4 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot \hat{w} \cdot \sigma_n}{2 \cdot H_{obj}} \left(1 - \frac{\sigma_n}{f_d} \right) \cdot \gamma_{Rd} = 26.4 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6-2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = \lambda \cdot (w_{Ed} A_{L,w} + F_{Ed}) \cdot \gamma_{Rd} = 269.3 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.6)}]$$

$$\theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 3.09\% \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.65\% = 0.003 H_0/t \quad (\text{εκτός επιπ.}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ } \Sigma 7.8]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

$$m_{NC,f} = \frac{\theta_{NC, cap}}{\theta_y} = \frac{3.09\%}{2.00\%} = 1.55$$

Σχήμα 1.21: Υπολογισμοί τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m και κρίσιμου λόγου ανεπάρκειας λ εκτός επιπέδο

2

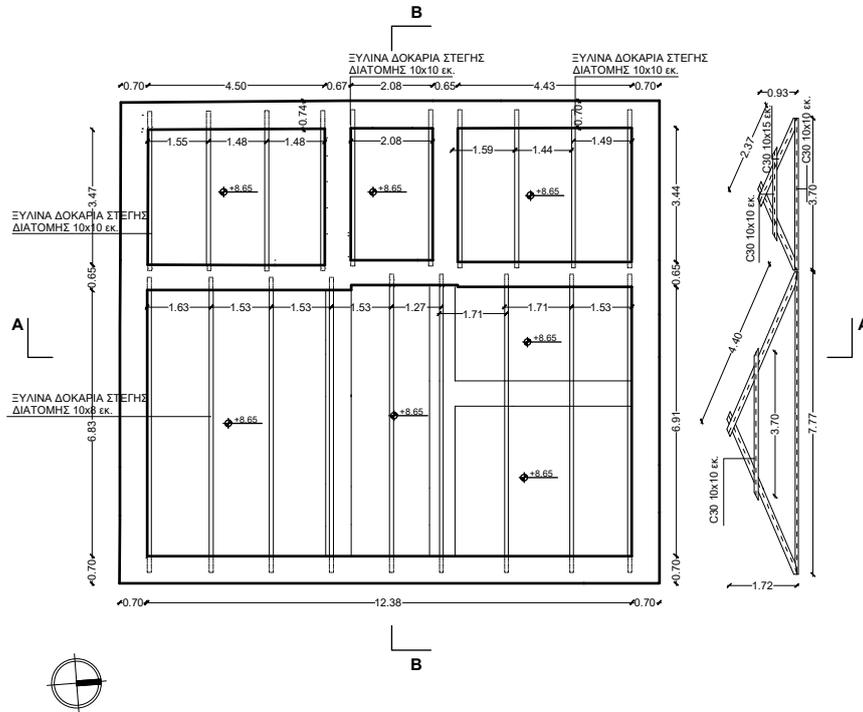
Μελέτη ενίσχυσης διατηρητέου διώροφου κτιρίου από αργολιθοδομή

2.1 Ο φορέας του παραδείγματος

Η μελέτη αφορά αρχικά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας διατηρητέου, διώροφου κτιρίου από Φέρουσα αργολιθοδομή και στη συνέχεια τον σχεδιασμό ενισχύσεων ώστε το κτίριο να ανταποκρίνεται στα σύγχρονα επίπεδα ασφαλείας των κανονισμών EC8-3 και ΚΑΔΕΤ. Ο φέρων οργανισμός περιλαμβάνει φέρουσα τοιχοποιία από δίστρωτη αργολιθοδομή, η οροφή ισογείου αποτελείται από εύκαμπτο ξύλινο δάπεδο, ενώ η οροφή του Α ορόφου καλύπτεται από διπλή δίρριχτη ξύλινη στέγη (Σχήμα 2.1 και Σχήμα 2.2.)

Γενικά Δεδομένα

- Ημερομηνία κατασκευής: 1890
- Σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού: $a_g=0.16$
- Στόχος σχεδιασμού: Στάθμη Β2(SD), $a_{g, NC}=0.085g$, Γ1(NC), $a_{g, NC}=0.16g$
- Είδος εδάφους: Αργιλος ξηρή και σκληρή
- Βάθος θεμελίωσης: $D=0.80$ m
- Δίστρωτη αργολιθοδομή. Έχουν τεκμηριωθεί πειραματικά οι μέσες αντοχές για το σύνολο της τοιχοποιίας:
 - Μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_m=3.0$ MPa
 - Μέση διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{vm0}=0.2$ MPa

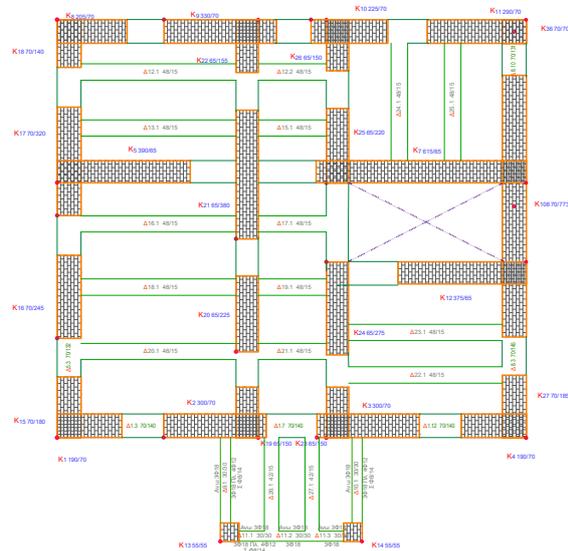


Σχήμα 2.2: Αποτύπωση στατικών οροφής Α ορόφου

Για λόγους απλοποίησης του προσομοιώματος επιλέγεται να ομαδοποιηθούν 3-4 ξύλινες διαδοκίδες και να προσομοιωθούν από ξύλινη δοκό ισοδύναμης διατομής (Σχήμα 2.3). Όσον αφορά την ξύλινη στέγη, εκτός από τα ζευκτά προσομοιώνεται και η δυσκαμψία που προσφέρει το ξύλινο «πέτωμα» πάχους 5cm με χιαστί ξύλινες δοκούς διατομής 30x5 σε κάθε φάτνωμαν(Εικόνα 2.1).

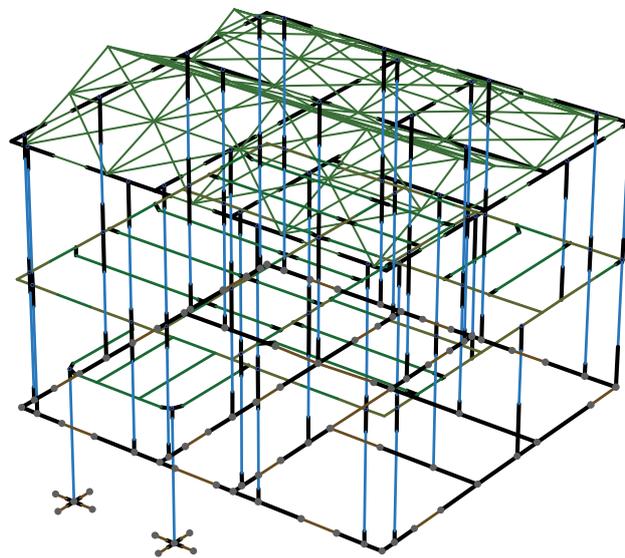
Σημείωση

Η προσομοίωση μόνο των ζευκτών της στέγης και όχι των άλλων δευτερευόντων στοιχείων που προσφέρουν πλευρική δυσκαμψία, δημιουργεί μεγάλη τοπική ευκαμψία στον φορέα, που έχει ως συνέπεια τη συγκέντρωση όλων των ιδιομορφών στη στέγη. Συνιστάται, λοιπόν, αν η προσομοίωση όλων των στοιχείων είναι δυσχερής, τα φορτία και οι μάζες της στέγης να μεταφέρονται στην κορυφή των πεσσών/υποστυλωμάτων



Σχήμα 2.3: *Ενλότυπος οροφής ισογείου. Προσομοίωση στο FespaT.*

Στην **Εικόνα 2.1** απεικονίζεται το υπολογιστικό προσομοίωμα του κτιρίου όπως έχει παραχθεί αυτόματα από το FespaT. Στο κεφάλαιο §2.3.2 παρουσιάζονται αναλυτικά τα βήματα εισαγωγής του φορέα που οδηγούν στη μόρφωση του προσομοιώματος.



Εικόνα 2.1: *Τρισδιάστατο προσομοίωμα κτιρίου στο 3DV.*

2.2 Τα στάδια της μελέτης

Τα βήματα που ακολουθούνται για τη μελέτη είναι τα εξής:

- Εισαγωγή προσομοιώματος (πεσσοί – υπέρθυρα – δεσμικές δοκοί – ξύλινες διαδοκίδες – ξύλινα ζευκτά) και φορτίων.
- Περιγραφή γεωμετρίας όψεων τοιχοποιίας μέσω των παραμέτρων των υπερθύρων.
- Παραγωγή υπολογιστικού προσομοιώματος .
- Περιγραφή μελέτης: Προσθήκες – Ενισχύσεις – Αποτίμηση, Αποτίμηση **Φ.Ι.**
- Επιλογή **στάθμης επιτελεστικότητας**. (B2 & Γ1 για σπουδαιότητα II).
- Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας δεδομένων (**Σ.Α.Δ**).
- Εισαγωγή **ιδιοτήτων υλικών τοιχοποιίας**.
- Επίλυση με ανάλυση **Pushover**.
- Έλεγχος **επάρκειας** και εύρεση πεσσών που δεν επαρκούν.
- **Σχεδιασμός ενισχύσεων**, λαμβάνοντας υπόψιν τους περιορισμούς λόγω του χαρακτηρισμού του κτιρίου ως διατηρητέου.
 - Αρμολογήματα και ομογενοποίηση μάζας με ενέματα
 - Μετατροπή των εύκαμπτων ξύλινων πατωμάτων σε δύσκαμπτα με διαγώνιες χιαστί μεταλλικές λάμες.
- Επίλυση **ενισχυμένου φορέα με Pushover**.
- Έλεγχος επάρκειας και τεκμηρίωση της επάρκειας του ενισχυμένου φορέα στις στάθμες επιτελεστικότητας B2 & Γ1.

2.3 Εισαγωγή προσομοιωμάτων κτιρίου και επίλυση

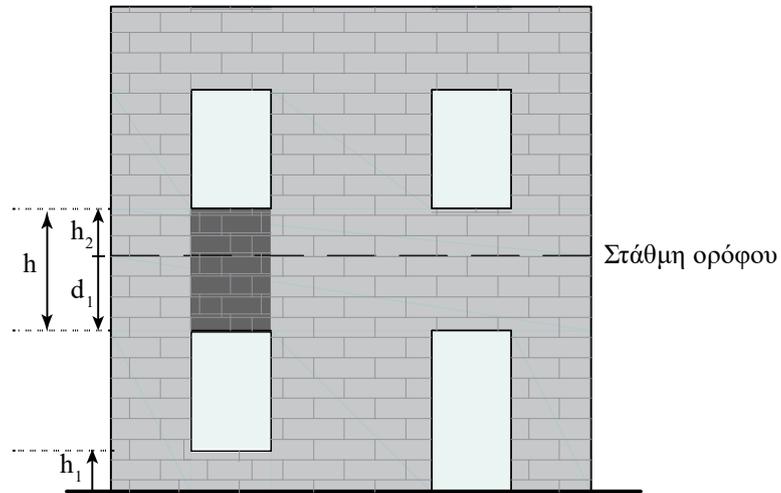
2.3.1 Τα βήματα της μελέτης με το FespaT espaR

Η μελέτη στατικής επάρκειας θα πραγματοποιηθεί ενιαία σε μία φάση. Ο φορέας θα περιγράφει σε ενιαίο προσομοίωμα, θα επιλυθεί στο σύνολό του, ενώ η φέρουσα ικανότητα των πεσσών και υπερθύρων θα ελεγχθούν με τον EC8-3 και τον ΚΑΔΕΤ. Τα βήματα της μελέτης είναι τα εξής:

- Βήμα 1:** Εισαγωγή των **προσομοιωμάτων** (γεωμετρικό, φορτιστικό, κτλ.) της κατασκευής και αυτόματη παραγωγή υπολογιστικού προσομοιώματος.
- Βήμα 2:** Γενική περιγραφή εργασίας: **Προσθήκες – Ενισχύσεις - Αποτίμηση**.
Στόχος μελέτης: **Αποτίμηση Φ.Ι**
- Βήμα 3:** Επιλογή **στάθμης επιτελεστικότητας**. (B2, Γ1 για σπουδαιότητα II).
- Βήμα 4:** Επιλογή **a_g** για στάθμη επιτελεστικότητας NC ($a_{g,NC}=0.16g$ για Z1) και $a_{g,SD}=0.085g$ για στάθμη SD.
- Βήμα 5:** Ορισμός της Σ.Α.Δ. (ικανοποιητική).
- Βήμα 6:** Εισαγωγή **χαρακτηριστικών των υλικών της τοιχοποιίας**.
- Βήμα 7:** Εισαγωγή των παραμέτρων αποτίμησης με Pushover.
- Βήμα 8:** **Επίλυση και έλεγχος** επάρκειας πεσσών – υπερθύρων. Διαπίστωση ανεπάρκειας του υφιστάμενου κτιρίου.
- Βήμα 9:** **Υπολογισμός των αυξημένων αντοχών** της τοιχοποιίας λόγω της ενίσχυσης με ενέματα και αρμολογήματα.
- Βήμα 10:** Εισαγωγή ειδικού στοιχείου διαφραγματικής λειτουργίας για την προσομοίωση της μετατροπής του εύκαμπτου ξύλινου δαπέδου σε δύσκαμπτο.
- Βήμα 11:** **Επίλυση και επαλήθευση επάρκειας** του ενισχυμένου φορέα

2.3.2 Εισαγωγή του φορέα στο FespaT – Περιγραφή γεωμετρίας όψεων και υπολογιστικό προσομοίωμα

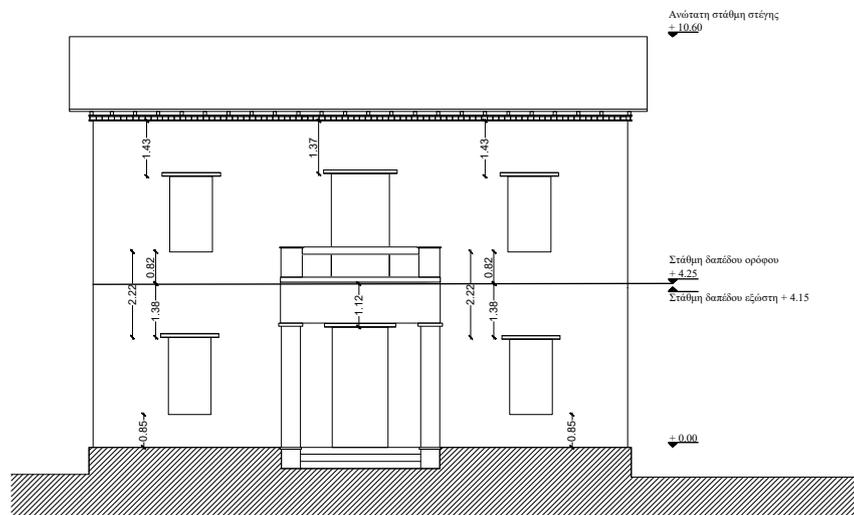
Τα γενικά βήματα εισαγωγής του προσομοιώματος έχουν περιγραφεί στο παράδειγμα 1, στην §1.4.2. Εδώ θα παρουσιαστεί αναλυτικά ο τρόπος που περιγράφονται οι όψεις του κτιρίου, ώστε να δημιουργηθεί το υπολογιστικό προσομοίωμα. Για κάθε υπέρθυρο θα πρέπει να δοθούν οι διαστάσεις του (ύψος h και πλάτος b) καθώς και η κάτω ποδιά h_1 και το βάθος πρεκιού d_1 , στο οποίο δε συμπεριλαμβάνεται η άνω ποδιά h_2 (Σχήμα 2.4).



Σχήμα 2.4: Γεωμετρικά δεδομένα υπέρθυρου

2.3.2.1 Κύρια όψη με κανονική διάταξη ανοιγμάτων

Στο Σχήμα 2.5 παρουσιάζεται η κύρια όψη του κτιρίου με τις διαστάσεις των ποδιών και πρεκιών των παραθύρων και θυρών του. Στην κύρια όψη οι πόρτες και τα παράθυρα κατανέμονται κανονικά σε περασιές, δημιουργώντας έτσι κανονικούς πεσσούς σταθερής διατομής καθ' ύψος. Με βάση το σχήμα δίνονται οι αντίστοιχες παράμετροι για τα υπέρθυρα της κύριας όψης Δ1.3(0), Δ1.7(0), Δ1.12(0) και Δ1.4(1), Δ1.9(1), Δ1.15(1) του ισογείου και 1^{ου} ορόφου αντίστοιχα. Τα δεδομένα εισάγονται στην καρτέλα «Δοκός > Διατομή» και παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1.



Σχήμα 2.5: Κύρια όψη.

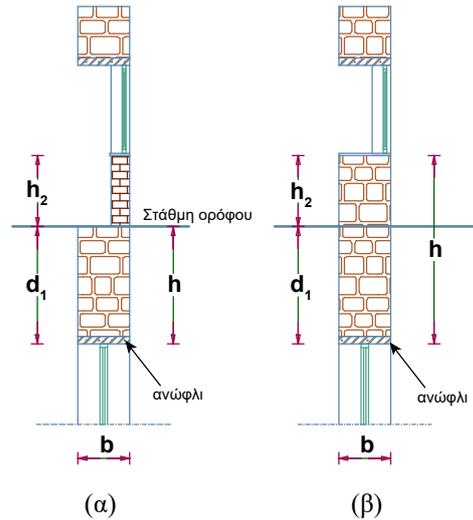
Υπέρθυρο	ύψος (h)	πλάτος (b)	ύψος υπερθύρου εκτός ποδιάς (d1)	ύψος ποδιάς (h1)
Δ1.3(0)	1.38	0.70	1.38	0.85
Δ1.7(0)	1.12	0.70	1.12	0.00
Δ1.12(0)	1.38	0.70	1.38	0.85
Δ1.4(1)	1.43	0.70	1.43	0.82
Δ1.9(1)	1.37	0.70	1.37	0.00
Δ1.12(1)	1.43	0.70	1.43	0.82

Πίνακας 2.1: Δεδομένα γεωμετρίας υπερθύρων στην κύρια όψη του κτιρίου

Παρατήρηση

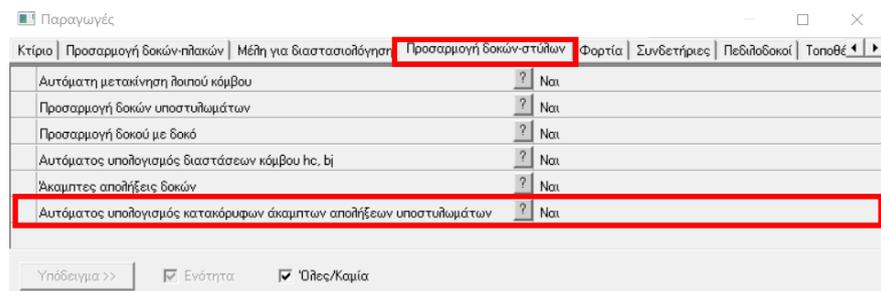
Στο συγκεκριμένο παράδειγμα οι ποδιές των παραθύρων του 1^{ου} ορόφου θεωρήθηκε ότι είναι από οπτοπλινθοδομή πλήρωσης, πάχους 25 cm και συνεπώς δε συμμετέχουν στο φέρον τμήμα του υπερθύρου. Η συνεισφορά τους λαμβάνεται μόνο ως φορτίο πάνω στο υπέρθυρο (Σχήμα 2.6 (α)).

Υπάρχουν περιπτώσεις δόμησης, όμως, που η ποδιά του άνω ορόφου είναι τμήμα του κάτω υπερθύρου. Σε αυτή την περίπτωση ως ύψος υπερθύρου θα πρέπει να ληφθεί όλο το ύψος μαζί με την άνω ποδιά (Σχήμα 2.6 (β))



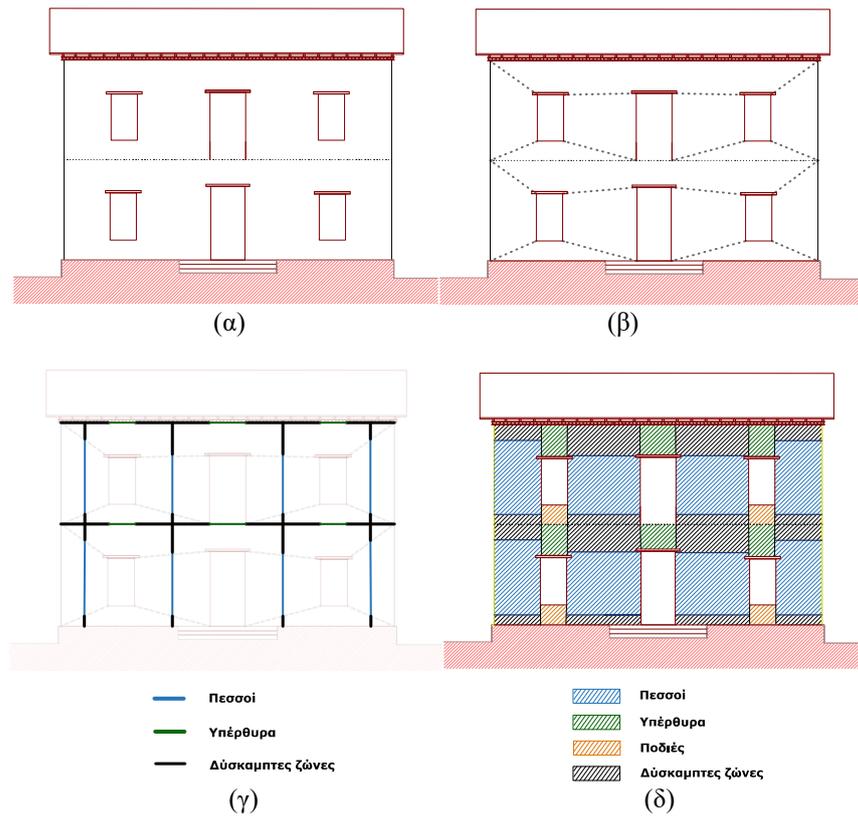
Σχήμα 2.6: Τύποι υπερθύρων και παράμετροι εισαγωγής στο FespaT: (α) Άνω ποδιά ως πλήρωση και (β) Άνω ποδιά ως φέρουσα.

Με βάση τα εισαγόμενα δεδομένα, παράγεται αυτόματα το υπολογιστικό προσομοίωμα του κτιρίου πατώντας την εντολή «όλοι οι όροφοι»  στην ενότητα «Παραγωγές». Κατά την παραγωγή του υπολογιστικού προσομοιώματος προσδιορίζονται με αυτόματο τρόπο οι κατακόρυφες άκαμπτες απολήξεις των πεσσών. Η δυνατότητα αυτή ενεργοποιείται από την παράμετρο «Παραγωγές > Προσαρμογή δοκών – στύλων > Αυτόματος υπολογισμός κατακόρυφων άκαμπτων απολήξεων υποστυλωμάτων»



Εικόνα 2.2: Ενεργοποίηση της αυτόματης παραγωγής του υπολογιστικού προσομοιώματος.

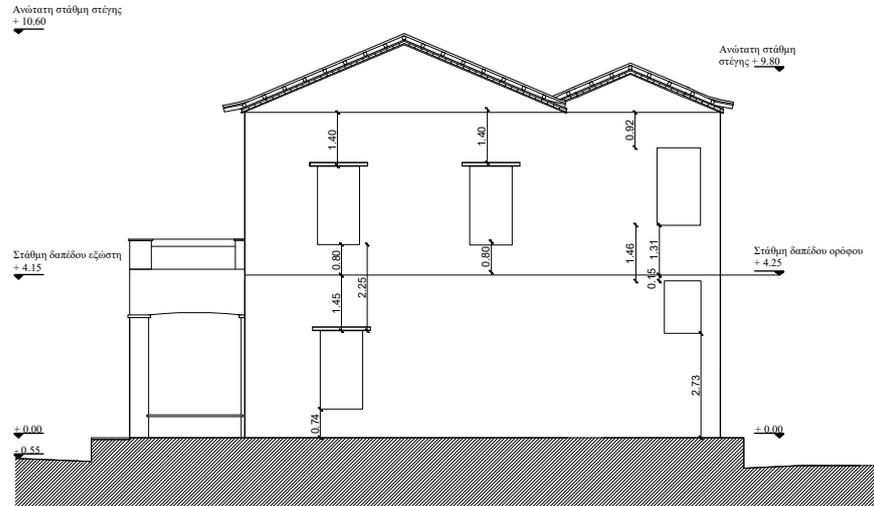
Στο **Σχήμα 2.7** παρουσιάζονται τα βήματα που εκτελούνται αυτόματα από το FespaT για τον υπολογισμό των κατακόρυφων άκαμπτων απολήξεων των πεσσών.



Σχήμα 2.7: Βήματα υπολογισμού μαθηματικού προσομοιώματος στην κύρια όψη: (α) Αρχική όψη, (β) Κριτήριο διαχωρισμού όψης με βάση τις γωνίες του περιγράμματος και των ανοιγμάτων, (γ),(δ) Διαχωρισμός όψης σε πεσσούς, υπέρθυρα και δύσκαμπτες ζώνες

2.3.2.2 Πλάγια όψη με μη-κανονική διάταξη ανοιγμάτων

Στο **Σχήμα 2.8** παρουσιάζεται η πλάγια (βόρεια) όψη του κτιρίου με τις διαστάσεις των ποδιών και πρεκιών του. Στην όψη αυτή παρατηρείται ότι δεν υπάρχει κανονικότητα στην κατανομή των παραθύρων με συνέπεια να δημιουργούνται πεσσοί που διακόπτονται και δε συνεχίζουν καθ' ύψος.



Σχήμα 2.8: Πλάγια (Βόρεια) όψη.

Για τη σωστή προσομοίωση της όψης αυτής, πρέπει να εκτελεστούν οι παρακάτω εντολές



Με την εντολή «κατάτμηση ανά απόσταση» της οντότητας «Δοκός» δημιουργούνται δύο λοιποί κόμβοι στη μέση της απόστασης ανάμεσα στα 2 εκατέρωθεν παράθυρα από του οποίους θα ανεγερθούν οι πεσσοί K41(1) και K44(1).



Με την εντολή «ανέγερση κεντροβαρικά» από την οντότητα «Υποστύλωμα» γίνεται η ανέγερση των πεσσών K41(1) και K44(1)

Επίσης, πρέπει να αυξήσουμε τη δυσκαμψία των δεσμικών στις οποίες φυτεύονται πεσσοί μέσω της παραμέτρου «Δοκός > Δεσμική > Συντελεστής καμπτικής δυσκαμψίας Iz(3)=200.00» (Εικόνα 2.3).

Δοκός

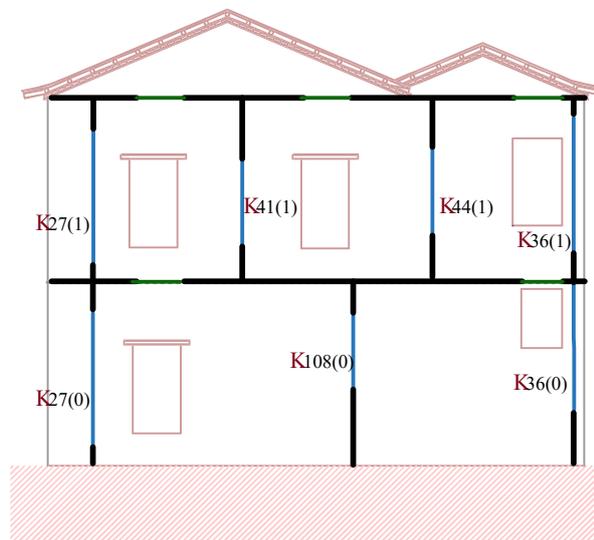
Διατομή | Στατικά | Στατικά άκρου | **Δεσμική** | Φορτία | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Υ

<input checked="" type="checkbox"/>	Δεσμική	?	Ναι
<input checked="" type="checkbox"/>	Τύπος διατομής	?	Ορθογωνική
<input checked="" type="checkbox"/>	Πλάτος κορμού (bw) [m]	?	0.70
<input checked="" type="checkbox"/>	Ύψος (h) [m]	?	3.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Επικάλυψη συνδετήρων, cnom [m]	?	0.035
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελεστής καμπτικής δυσκαμψίας I _z (3)	?	200.000
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελεστής στρεπτικής δυσκαμψίας I _t (1)	?	1.000
<input checked="" type="checkbox"/>	Αυτόματος υπολογισμός αδρανειακών στοιχείων	?	Ναι

Υπόδειγμα >> Ενότητα Όλες/Καμία

Εικόνα 2.3: Αύξηση της καμπτικής δυσκαμψίας της δεσμικής δοκού ώστε να ακαμπτοποιηθεί πλήρως.

Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται η όψη, όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.9**.



Σχήμα 2.9: Προσθήκη φυτευτών πεσσών καθ' ύψος.

Παρατήρηση

Στο συγκεκριμένο κτίριο θεωρήθηκε ότι ο αέτωμα δεν αποτελεί φέρον στοιχείο από τοιχοποιία και έχει συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα ως μόνιμο φορτίο. Σε διαφορετική περίπτωση θα έπρεπε να προσομοιωθεί με πεσσούς ισοδύναμης ορθογωνικής διατομής οι οποίοι θα ανεγείρονται κεντροβαρικά προς τα πάνω από τις από κάτω δεσμικές.

Έχει παρατηρηθεί σε πρόσφατους σεισμούς ότι τα αετώματα αποτελούν τμήματα μερικής κατάρρευσης σε ανατροπή εκτός επιπέδου. Είναι μία μορφή τοπικής αστοχίας που θα πρέπει να προβλέπεται και να τυγχάνει ειδικής μέριμνας από τον μελετητή.

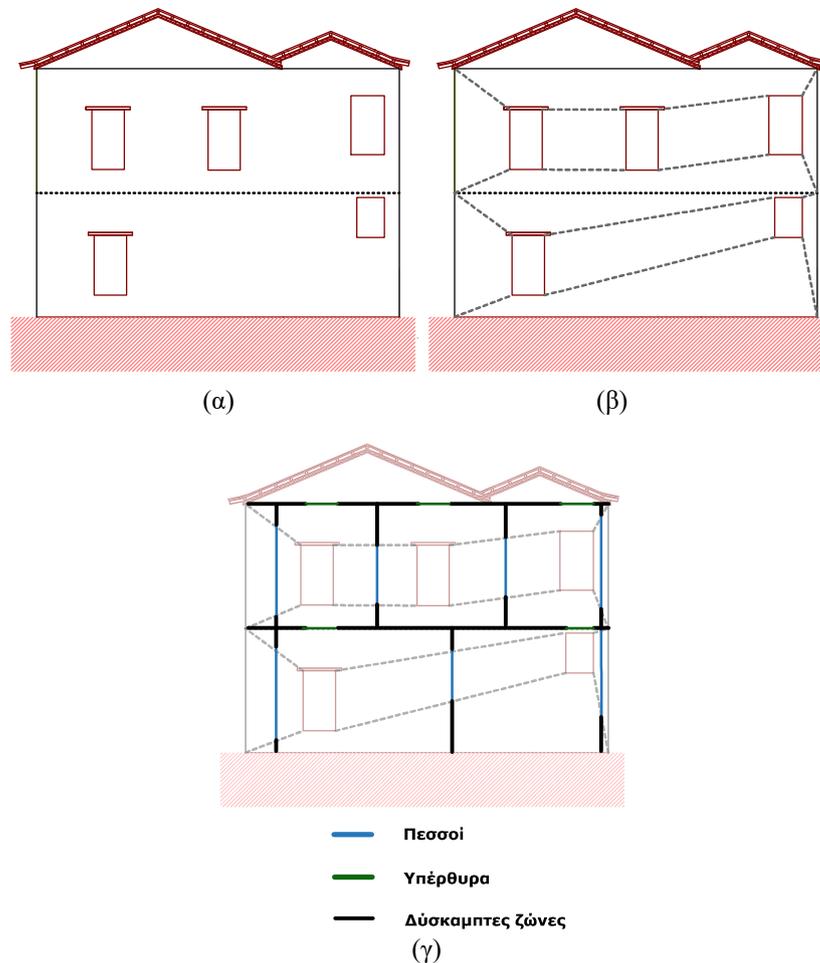
Με βάση το **Σχήμα 2.8** δίνονται οι αντίστοιχες παράμετροι για τα υπέρθυρα της πλάγιας όψης Δ8.3(0), Δ8.10(0) και Δ8.3(1), Δ8.7(1), Δ8.11(1) του ισογείου και 1^{ου} ορόφου αντίστοιχα. Τα δεδομένα καταγράφονται στον **Πίνακας 2.2**

Υπέρθυρο	ύψος (h)	πλάτος (b)	ύψος υπέρθυρου εκτός ποδιάς (d1)	ύψος ποδιάς (h1)
Δ8.3(0)	1.45	0.70	1.45	0.74
Δ8.10(0)*	1.46	0.70	0.15	2.73
Δ8.3(1)	1.40	0.70	1.40	0.80
Δ8.7(1)	1.40	0.70	1.40	0.80
Δ8.11(1)	0.92	0.70	0.92	1.31

* Στο υπέρθυρο Δ8.10(0) η άνω ποδιά είναι φέρουσα

Πίνακας 2.2: Δεδομένα γεωμετρίας υπέρθυρων στην κύρια όψη του κτιρίου

Στο **Σχήμα 2.10** παρουσιάζονται τα βήματα που εκτελούνται αυτόματα από το FespaT για τον υπολογισμό των κατακόρυφων άκαμπτων απολήξεων των πεσσών.



Σχήμα 2.10: Βήματα υπολογισμού μαθηματικού προσομοιώματος στην πλάγια (βόρεια) όψη: (α) Αρχική όψη, (β) Κριτήριο διαχωρισμού όψης με βάση τις γωνίες του περιγράμματος και των ανοιγμάτων, (γ) Διαχωρισμός όψης σε πεσσούς, υπέρθυρα και δύσκαμπτες ζώνες

2.4 Έλεγχος επάρκειας υφιστάμενου φορέα

Η τρόπος εισαγωγής των παραμέτρων στο πρόγραμμα FespaT παρουσιάστηκε εκτενώς στο 1^ο παράδειγμα στην §1.5.1., οπότε ακολουθεί κατευθείαν ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων. Στο 2^ο παράδειγμα πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση Pushover με 16 συνολικά φορτίσεις.

2.4.1 Τοπικοί έλεγχοι επάρκειας μελών

Στον Πίνακα 2.3 και Πίνακα 2.4 τυπώνονται οι κρίσιμοι λόγοι ανεπάρκειας λ για τα υπέρθυρα και πεσσούς. Παρατηρείται ότι έχουμε υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας σε 3 πεσσούς, τον K16(0), K20(0) και K108(0) οι οποίοι αστοχούν εντός επιπέδου λόγω τέμνουσας. Συμπεραίνουμε, λοιπόν, ότι το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκεια στο στόχο αποτίμησης Γ1 (NC) και πρέπει να ενισχυθεί.

Μέγιστα λόγων επάρκειας υπέρθυρων φέρουσας τοιχοποιίας

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ1.7(0)	Άοπλη	Κύριο	0.39 (V)
NC	Δ6.7(0)	Άοπλη	Κύριο	0.90 (V)

Πίνακας 2.3: Pushover: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υπέρθυρων, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Μέλος, Διευθ., Κύριο / Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	SD λ	NC λ
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.15 (V)	1.41! (V)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		0.01	0.02
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.17 (V)	1.14! (V)
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02	0.04
K108(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.07 (V)	2.38! (V)
K108(0), εκτός επιπέδου, κ		0.12	0.43

Μέγιστα λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας - Έλεγχος εντός επιπέδου

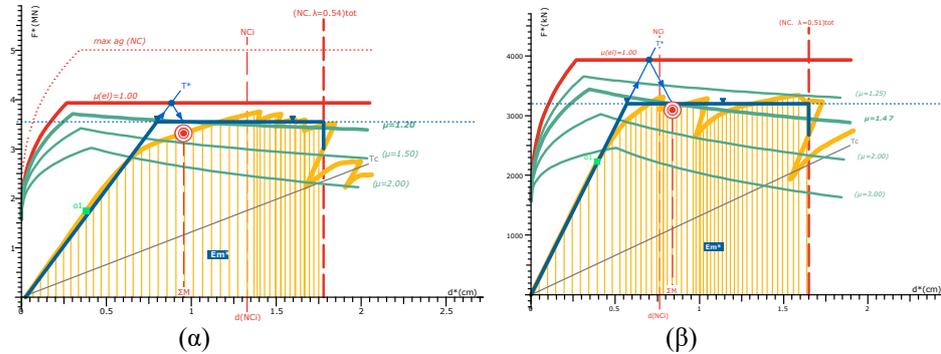
Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K8(0)	Άοπλη	Κύριο	0.19 (V)
NC	K108(0)	Άοπλη	Κύριο	2.38! (V)

Μέγιστα λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας - Έλεγχος εκτός επιπέδου

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K21(1)	Άοπλη	Κύριο	0.27
NC	K11(0)	Άοπλη	Κύριο	0.85

Πίνακας 2.4: Pushover: Πεσσοί που αστοχούν και Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας πεσσών για αστοχία εντός και εκτός επιπέδου, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Παράλληλα στο Σχήμα 2.11 «Τεύχος > Διαγράμματα Απαιτήσης – Ικανότητας > Στάθμη NC» παρουσιάζονται τα διαγράμματα ADRS των κρίσιμων αναλύσεων Pushover από τις οποίες προέκυψαν οι υπερβάσεις επάρκειας των πεσσών.



Σχήμα 2.11: Κρίσιμες αναλύσεις Pushover: (α) Ομοιόμορφη $0^{\circ}+30\%-90^{\circ}$ και (β) Ομοιόμορφη $270^{\circ}+30\%-0^{\circ}$

2.5 Επιλογή και εισαγωγή ενισχύσεων στο FespaT

Η επιλογή της κατάλληλης ενίσχυσης θα πραγματοποιηθεί με βάση τους περιορισμούς που επιβάλλονται από τις υπηρεσίες του Υπουργείου Πολιτισμού λόγω του χαρακτηρισμού του κτιρίου ως διατηρητέου. Οι δύο βασικοί περιορισμοί είναι:

- Διατήρηση των όψεων του κτιρίου
- Διατήρηση των αρχικών υλικών δόμησης και της τεχνοτροπίας κατασκευής

Με βάση τα παραπάνω επιλέγουμε τις εξής επεμβάσεις ενίσχυσης:

- Προτείνεται για την τοιχοποιία η ομογενοποίηση της και η ενίσχυση με καθολική ενεμάτωση με χρήση υδραυλικού ενέματος τριμερούς σύνθεσης.
- Συνοδευτικά με την ενεμάτωση θα πραγματοποιηθεί βαθύ αρμολόγημα και από τις 2 παρειές των τοίχων.
- Θα γίνει διαφραγματοποίηση της οροφής ισογείου μέσω κατάλληλης ενίσχυσης του ξύλινου δαπέδου

2.5.1 Ομογενοποίηση μάζας με ενέματα και διπλό βαθύ αρμολόγημα

Σύμφωνα με τις συστάσεις του ΚΑΔΕΤ (§8.8.6) επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί υδραυλικό ένεμα τριμερούς σύνθεσης, η σύσταση του οποίου αναγράφεται στον **Πίνακα 2.5**, ενώ η θλιπτική αντοχή του είναι $f_{gr,c}=10.0$ MPa.

Υδράσβεστος	Ποζολάνη	Τσιμέντο	Νερό	$f_{gr,c}$ (MPa) 28d
35%	35%	30%	110%	10.0

Πίνακας 2.5: Σύσταση κονιάματος ενίσχυσης

Η θλιπτική αντοχή της δίστρωτης αργολιθοδομής, λόγω της ενίσχυσης προσδιορίζεται από τη σχέση (ΚΑΔΕΤ, Σ8.4):

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} \cdot \min \left\{ \left[1 + \left(15 \cdot \frac{V_{gr}}{V_{w,0}} \right)^2 \right], 1.50 \right\}$$

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} \cdot 1.50 = 4.50 \text{ MPa}$$

$f_{wc,f}$ θλιπτική αντοχή μετά την ενίσχυση

$f_{wc,0}$ θλιπτική αντοχή πριν την ενίσχυση

$V_{gr}/V_{w,0} = 5\%$ Όγκος του εισαγόμενου ενέματος προς τον αρχικό όγκο της τοιχοποιίας

Επίσης, θεωρούμε αύξηση της διατμητικής αντοχής απουσίας αξονικού φορτίου f_{v0} , ότι αυξάνεται ομοίως κατά 50%.

Σημείωση

Για να αξιολογηθεί η επιλογή της ομογενοποίησης με ενέματα ως πρόσφορης μεθόδου ενίσχυσης σε φάση προμελέτης, μπορούν οι αντοχές της τοιχοποιίας να ληφθούν αυξημένες κατά 50%.

Οι ενισχυμένες αντοχές εισάγονται στο Fespa T με τις παραμέτρους:

- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Αυτόματος υπολογισμός αντοχών υφιστάμενης τοιχοποιίας = OXI»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Μέση θλιπτική αντοχή f_m [MPa] = 4.50»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιία > Μέση διατμητική αντοχή f_{m0} [MPa] = 0.30»

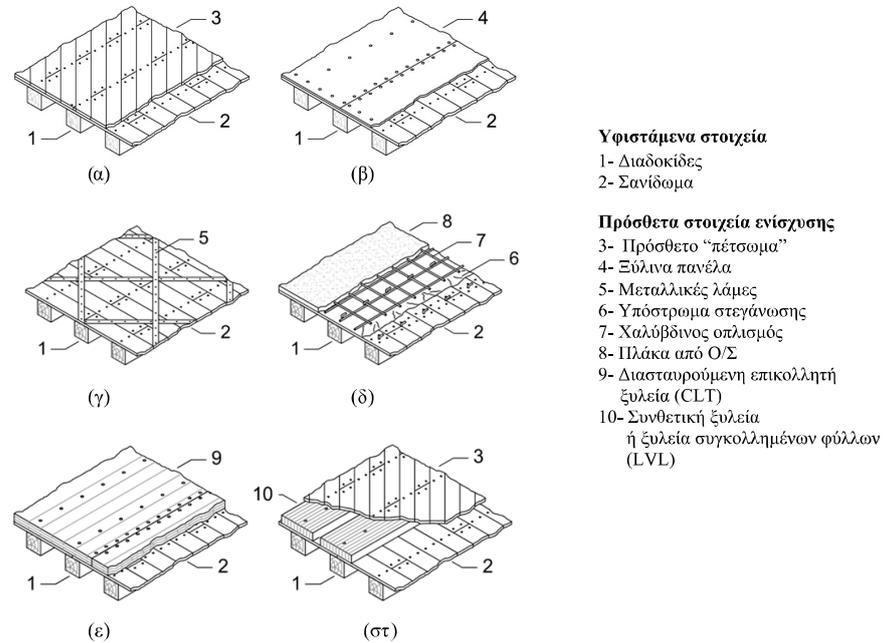
Παράμετρος	Μονάδα	Τύπος	Αντίκριση
Χαρακτηρισμός τοιχοποιίας		?	Υφιστάμενη
Δύσκαμπτο διάφραγμα		?	Ναι
Αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας			
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών υφιστάμενης τοιχοποιίας		?	Όχι
Μέση θλιπτική αντοχή fm [MPa]		?	4.500
Μέση διατμητική αντοχή fv0 [MPa]		?	0.300
Μέτρο ελαστικότητας άοπλης υφιστάμενης τοιχοποιίας Em_e [kN/m ²]		?	3.38E+06
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενης τοιχοποιίας			
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενης τοιχοποιίας		?	KL2 - Κανονική (Κανονποιητική)
Επί μέρους συντελεστής για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων γm_par		?	1.100
Επί μέρους συντελεστής για έλεγχο σε όρους δυνάμεων γm_δυν		?	1.350
Αντοχή (Υφιστάμενα υλικά)			
Θλιπτική αντοχή Υφιστάμενης τοιχοποιίας f_e=fm/γm_par [MPa]		?	4.091
Θλιπκ αντχ Υφιστμης τοιχς (μθδς q) f_eq= (fm→)/ γm_δυν [MPa]		?	2.500
Διατμητική αντοχή υφιστάμενης τοικ. fv0_e=fv0/γm_par [MPa]		?	0.273
Υλικά ανωφελούς			

Εικόνα 2.4: Εισαγωγή ενισχυμένων αντοχών τοιχοποιίας

2.5.2 Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου και μετατροπή του σε διάφραγμα

Στο προσχέδιο του νέου Ευρωκώδικα 8-3, αναφέρονται κατάλληλοι τρόποι ενίσχυσης του ξύλινου δαπέδου τόσο σε εντός όσο και σε εκτός του επιπέδου του παραμόρφωση. Στην Εικόνα 2.5 παρουσιάζονται οι παρακάτω 6 τρόποι:

- (α) Ενίσχυση με διπλό ξύλινο «πέτσωμα»
- (β) Ενίσχυση με ξύλινα πανέλα
- (γ) Ενίσχυση με χιαστί μεταλλικές λάμες
- (δ) Κατασκευή νέας πλάκας από Ο/Σ από πάνω
- (ε) Ενίσχυση με διασταυρούμενη επικολλητή ξυλεία (CLT)
- (στ) Ενίσχυση με συνθετική ή συγκολλητή ξυλεία (LVL)



Εικόνα 2.5: Μέθοδοι ενίσχυσης ξύλινου δαπέδου. Πηγή: Final draft EN1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα επιλέγεται η ενίσχυση με χιαστί μεταλλικές λάμες, έτσι ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή δυσκαμψία, χωρίς ωστόσο την ταυτόχρονη αύξηση των μαζών. Η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω του ειδικού μέλους μεταλλικής δοκού «Δοκός > Διατομή > Είδος υλικού = Δομικός Χάλυβας και Είδος μέλους = Προσομοίωση διαφράγματος» (Εικόνα 2.6)

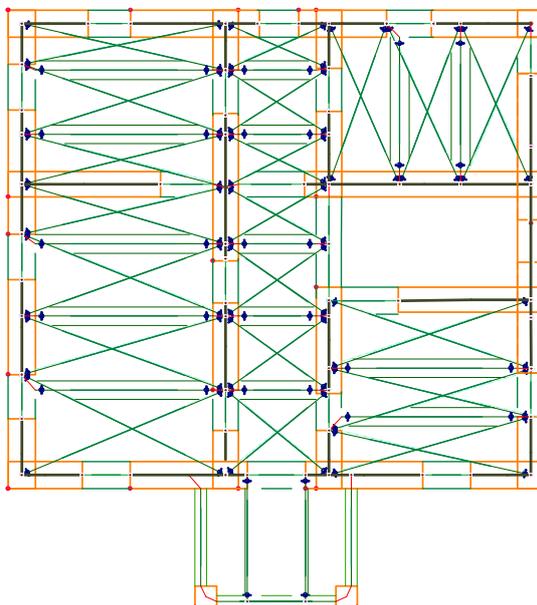
Παράμετρος	Τύπος	Αξία
Είδος υλικού	Δομικός Χάλυβας	?
Είδος μέλους	Προσομοίωση διαφράγματος	?
Διατομές σε χρήση	IPE80	?
Αυτόματος υπολογισμός αδρανειακών στοιχείων	Ναι	?
Κατηγορία διατομής	IPE	?
Όνομα διατομής	80	?
Όνομα διατομής κάτοψης	IPE80	?
Γωνία τοποθέτησης φ [°]	0.00	?

Εικόνα 2.6: Στοιχείο προσομοίωσης διαφραγματικής λειτουργίας

Στη συνέχεια με αυτό το μέλος εισάγουμε χιαστί δοκούς σε κάθε φάνωμα διαδοκίδων, σχηματίζοντας το προσομοίωμα που απεικονίζεται στην **Εικόνα 2.7**.

Παρατήρηση

Σε περίπτωση που κάποιος χρήστης δε διαθέτει το πρόγραμμα των μεταλλικών FespaM, μπορεί να χρησιμοποιήσει ένα οποιοδήποτε μέλος με κατάλληλη αξονική δυστένεια και να το εισαγάγει ως αμφιαρθρωτό. Επίσης, θα πρέπει να αφαιρέσει το ίδιο βάρος αυτού του μέλους, καθώς λειτουργεί μόνο ως μέλος προσομοίωσης. Σε κάθε περίπτωση η αύξηση του μόνιμου φορτίου που επιφέρει η κάθε μέθοδος ενίσχυσης θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν, όπως επίσης και η φέρουσα ικανότητα του ίδιου ξύλινου δαπέδου.



Εικόνα 2.7: Εισαγωγή δοκών προσομοίωσης διαφραγματικής λειτουργίας

2.6 Έλεγχος επάρκειας ενισχυμένου φορέα

2.6.1 Τοπικοί έλεγχοι επάρκειας μελών

Στη συνέχεια πραγματοποιείται ξανά επίλυση Pushover του ενισχυμένου φορέα, έτσι ώστε να τεκμηριωθεί η επάρκεια των ενισχύσεων. Στον **Πίνακας 2.6** και **Πίνακας 2.7** τυπώνονται οι κρίσιμοι λόγοι ανεπάρκειας λ για τα υπέρθυρα και πεσσούς.

Μέγιστα λόγων επάρκειας υπέρθυρων φέρουσας τοιχοποιίας

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	$\Delta 1.7(0)$	Άοπλη	Κύριο	0.32 (V)
NC	$\Delta 1.10(1)$	Άοπλη	Κύριο	0.75 (V)

Πίνακας 2.6: Pushover: Πίνακας μέγιστων λόγων ανεπάρκειας υπερθύρων, ενισχυμένου φορέα.

Μέγιστα λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας - Έλεγχος εντός επιπέδου

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K1(0)	Άοπλη	Κύριο	0.16 (M)
NC	K16(0)	Άοπλη	Κύριο	0.57 (V)

Μέγιστα λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας - Έλεγχος εκτός επιπέδου

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K21(1)	Άοπλη	Κύριο	0.22
NC	K21(1)	Άοπλη	Κύριο	0.30

Πίνακας 2.7: Pushover: Πίνακας μέγιστων λόγων ανεπάρκειας πεσσών, ενισχυμένου φορέα.

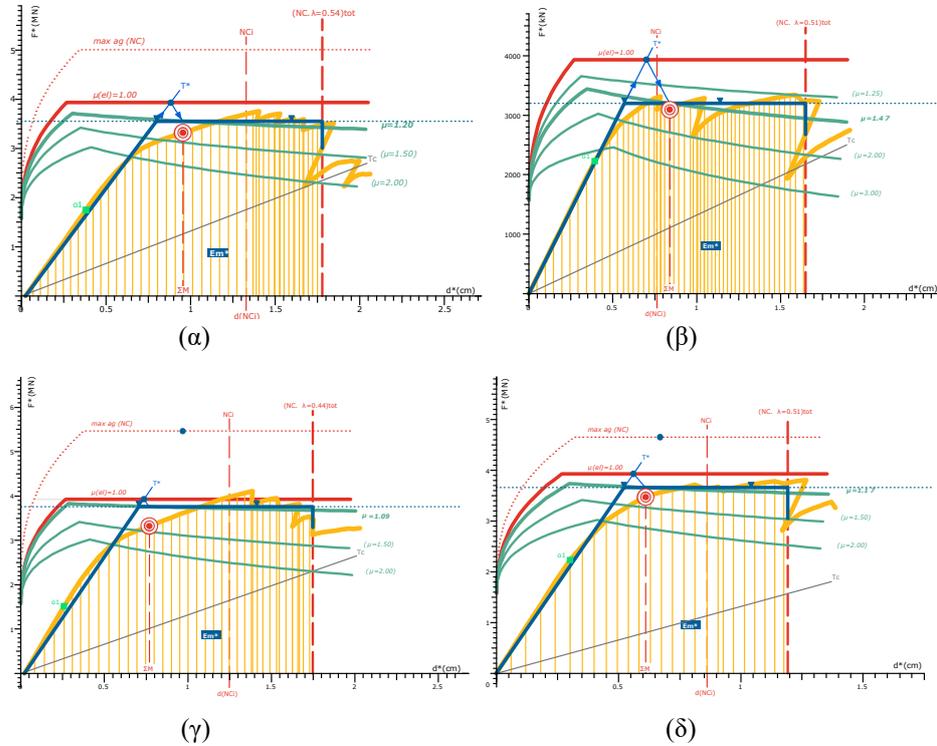
Συμπεραίνεται, ότι ο φορέας έχει αναβαθμιστεί σεισμικά επαρκώς ώστε να ικανοποιήσει τους στόχους σχεδιασμού B2 και Γ1.

2.6.2 Σύγκριση ενισχυμένου με υφιστάμενο φορέα

Στο **Σχήμα 2.12** πραγματοποιείται η σύγκριση των καμπύλων ικανότητας Pushover μεταξύ του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα. Τα ποσοτικά δεδομένα της σύγκρισης παρατίθενται στον **Πίνακας 2.8**.

	Διεύθυνση φόρτισης	Υφιστάμενος φορέας	Ενισχυμένος φορέας
Ελαστική δυσκαμψία (T*)	0°	0.27s	0.25s
	270°	0.24s	0.22s
Στοχευόμενη μετακίνηση d _i	0°	0.95cm	0.77 cm
	270°	0.84 cm	0.61 cm

Πίνακας 2.8: Συγκριτικά αποτελέσματα υφιστάμενου και ενισχυμένου φορέα.



Σχήμα 2.12: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας: (α) **Υφιστάμενος** φορέας, Ομοιόμορφη $0^{\circ}+30\%-90^{\circ}$, (β) **Υφιστάμενος** φορέας Ομοιόμορφη $270^{\circ}+30\%-0^{\circ}$, (γ) **Ενισχυμένος** φορέας, Ομοιόμορφη $0^{\circ}+30\%-90^{\circ}$, (δ) **Ενισχυμένος** φορέας Ομοιόμορφη $270^{\circ}+30\%-0^{\circ}$

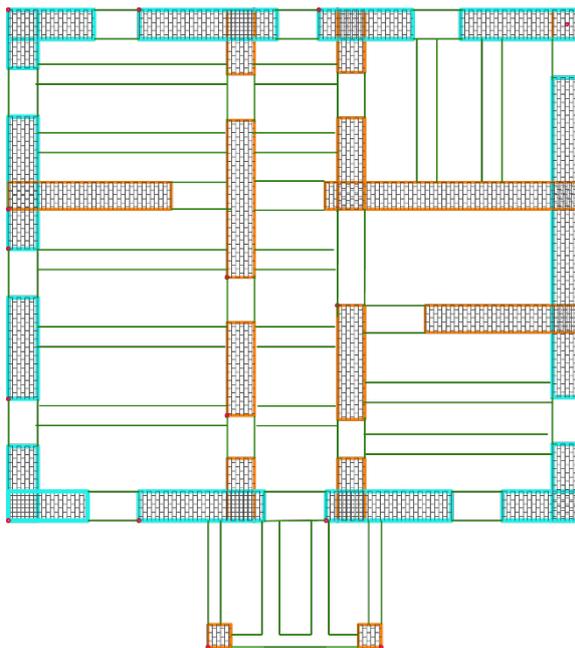
Με βάση τον Πίνακα 2.8 και το Σχήμα 2.12 συμπεραίνουμε ότι μετά την ενίσχυση:

- Αυξάνεται η ελαστική δυσκαμψία του φορέα λόγω της ύπαρξης του διαφράγματος στην οροφή ισογείου και της αύξησης του μέτρου ελαστικότητας λόγω της ενεμάτωσης.
- Έχουμε αύξηση της μέγιστης αντοχής του φορέα λόγω της αύξησης της θλιπτικής και διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας.
- Επιτυγχάνεται μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης του φορέα.
- Ποιοτικά, παρατηρείται ότι λόγω του διαφράγματος οι αστοχίες και οι αντίστοιχες πτώσεις αντοχής στις καμπύλες είναι συγκεντρωμένες σε ομάδες, καθώς το διάφραγμα ορίζει ίσες περίπου οριζόντιες μετακινήσεις στους κόμβους του ορόφου.

3

Ενίσχυση κτιρίου με IAM

Έστω ότι το ίδιο διατηρητέο κτίριο βρίσκεται σε σεισμική ζώνη II ($\alpha_g=0.24$). Συνεπώς, για την ενίσχυση του απαιτούνται επιπρόσθετα μέτρα. Επιλέγεται, η αύξηση της φέρουσας ικανότητας των εξωτερικών κατακόρυφων τοίχων (πεσσών και υπερθύρων) με την προσθήκη Ινοπλεγμάτων Ανόργανης Μήτρας (IAM) (Σχήμα 3.1). Τα IAM αυξάνουν την αντοχή και παραμορφωσιμότητα των τοίχων σε κάμψη και διάτμηση εντός επιπέδου, καθώς και σε κάμψη εκτός επιπέδου.



Σχήμα 3.1: *Ευλόγτος οροφής ισογείου. Ενίσχυση περιμετρικών τοίχων με IAM..*

3.1 Τι είναι τα Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (IAM);

Τα Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (IAM) προσκολλώνται σε δομικά μέλη από φέρουσα τοιχοποιία με σκοπό την ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας σε κάμψη και διάτμηση. Πιο συγκεκριμένα ένα σύστημα IAM απαρτίζεται από ανόργανο, τσιμεντοειδούς φύσης κονίαμα (μήτρα) και δομικό ενισχυτικό πλέγμα (ύφασμα) σε μία ή περισσότερες στρώσεις με τη μορφή ανοιχτών απλών ή πολλαπλών ματιών. Το ενισχυτικό πλέγμα του συστήματος IAM είναι συνήθως κατασκευασμένο από ίνες υάλου ή άνθρακα που επικαλύπτονται, αλλά δεν συνδέονται μεταξύ τους με πολυμερή ρητίνη. Αυτή είναι και η βασική διαφορά τους από τα ινοπλισμένα πολυμερή fibr. Για αυτούς τους λόγους, ο όρος "ξηρό πλέγμα" χρησιμοποιείται για να χαρακτηρίσει ένα πλέγμα IAM.

Τα συστήματα IAM έχουν σημαντικά πλεονεκτήματα που καθιστούν την εφαρμογή τους κατάλληλη για διατηρητέα κτίρια:

- Μικρό πάχος εφαρμογής που αφήνει πρακτικώς τα πάχη των τοίχων αναλλοίωτα.
- Συμβατότητα με χημικές, φυσικές και μηχανικές ιδιότητες του υποστρώματος τοιχοποιίας.
- Ευκολία εγκατάστασης καθώς μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό παραδοσιακό σοβάτισμα.
- Πορώδης δομή μήτρας που επιτρέπει τη μεταφορά αέρα και υγρασίας τόσο μέσα όσο και έξω από το υπόστρωμα.
- Καλή απόδοση σε υψηλές θερμοκρασίες εκτός από μερική αντοχή στη φωτιά.
- Αναστρεψιμότητα (δηλαδή δυνατότητα αναίρεσης της ενίσχυσης χωρίς τη βλάβη της αρχικής δομής).

3.2 Εισαγωγή παραμέτρων ενίσχυσης με IAM στο FespaT

Ορίζονται στους περιμετρικούς, εξωτερικούς πεσσούς του κτιρίου οι παρακάτω παράμετροι (Εικόνα 3.1):

- «Υποστύλωμα > Διατομή > Τύπος τοίχου = Ενισχυμένη τοιχοποιία με IAM»

- «Υποστύλωμα > Διατομή > Τύπος ενίσχυσης τοιχοποιίας με IAM = Αμφίπλευρος μανδύας»
- «Υποστύλωμα > Διατομή > Συνολικό πάχος μανδύα Σt1m IAM (mm)=10»

The screenshot shows the 'Υποστύλωμα' (Column) dialog box with the 'Διατομή' (Cross-section) tab selected. The 'Ενίσχυση' (Reinforcement) section is highlighted with a red box. The settings are as follows:

Παράμετρος	Τύπος	Αξία
Είδος υλικού	?	Τοιχοποιία
Κατηγορία διατομής	?	Ορθογωνική
Τύπος τοίχου	?	Ενισχυμένη τοιχοποιία με IAM
Γωνία τοποθέτησης φ [°]	?	0.00
b [m]	?	1.900
d [m]	?	0.700
Μήκος ακραίων κατακόρυφων διαζωμάτων d [m]	?	0.30
Τύπος όπλισης τοιχοποιίας	?	Αμφίπλευρος μανδύας
Συνολικό πάχος μανδύα Σt1m [m]	?	0.15
Τύπος ενίσχυσης τοιχοποιίας με IAM	?	Αμφίπλευρος μανδύας
Συνολικό πάχος μανδύα Σt1m IAM [mm]	?	10
Αυτόματος υπολογισμός αδρανειακών στοιχείων	?	Ναι

Εικόνα 3.1: Ορισμός παραμέτρων ενίσχυσης πεσσών με IAM.

Στη συνέχεια, εισάγονται οι ενισχύσεις IAM στα περιμετρικά, εξωτερικά **υπέρθυρα** του κτιρίου, ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα:

- «Δοκός > Διατομή > Τύπος υπερθύρου = Ενισχυμένη τοιχοποιία με ανώφλι»
- «Δοκός > Διατομή > Τύπος ενίσχυσης = Αμφίπλευρη ενίσχυση με IAM»
- «Δοκός > Διατομή > Συνολικό πάχος μανδύα Σt1m IAM (mm)=10»

Εικόνα 3.2: Ορισμός παραμέτρων ενίσχυσης υπερθύρων με IAM.

Παρατήρηση

Το συνολικό πάχος μανδύα IAM στην περίπτωση του αμφίπλευρου μανδύα είναι πρακτικώς το συνολικό πάχος του κονιάματος. Το πάχος της ανά πλευρά στρώσης του μανδύα IAM είναι ίσο με το 1/2 της τιμής της παραμέτρου «Συνολικό πάχος μανδύα Σtlm IAM». Επίσης, οι ιδιότητες του IAM που δίδονται στο «Κτίριο, Όροφο, Υποσύλωμα > Αποτίμηση φέρουσας τοιχοποιίας > Ενίσχυση με IAM» θεωρούνται ότι εφαρμόζονται ανά πλευρά του μανδύα.

Στη συνέχεια ορίζονται οι ιδιότητες του συστήματος IAM. Για τη διευκόλυνση του χρήστη, στο FespaT έχουν ενσωματωθεί τα προϊόντα IAM της εταιρίας Sika.

- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας> Αριθμός στρώσεων πλέγματος = 1»
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας> Δεδομένα ξηρού πλέγματος = SikaWrap-350 G Grid »
- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας> Δεδομένα κονιάματος = Sika MonoTop-722 MUR E»

- «Κτίριο > Αποτίμηση Φέρουσας τοιχοποιίας> Εξασφαλίζεται η αστοχία της συνάφειας πλέγματος – κονιάματος =ΝΑΙ»

Εικόνα 3.3: Ορισμός ιδιοτήτων ενισχύσεων με IAM.

Σε περίπτωση που επιλεγούν τα συστήματα IAM της εταιρείας Sika, οι παράμετροι του ξηρού πλέγματος ενημερώνονται με βάση τις τεχνικές προδιαγραφές των αντίστοιχων προϊόντων.

	SikaWrap-350 G Grid	SikaWrap-340 G Grid AR	Sika Carbodur -300 Grid
Πάχος ξηρού πλέγματος [mm]	0.054	0.053	0.063
Μέτρο ελαστικότητας πλέγματος Et [MPa]	80000	72000	230000
Εμφελευστική αντοχή πλέγματος ft [MPa]	1365	1390	4300

Πίνακας 3.1: Δεδομένα ξηρού πλέγματος της εταιρείας Sika.

Εναλλακτικά ο χρήστης επιλέγοντας την παράμετρο «τιμές χρήστη» μπορεί να εισάγει τιμές οποιουδήποτε άλλου ξηρού πλέγματος.

Επίσης, σε περίπτωση που επιλεγούν τα συστήματα IAM της εταιρείας Sika, οι παράμετροι του κονιάματος ενημερώνονται με βάση τις τεχνικές προδιαγραφές των αντίστοιχων προϊόντων.

	Sika MonoTop-722 MUR E	SikaRep-200 Multi	SikaMur-200 M15
Μέτρο ελαστικότητας κονιάματος E_{mort} [MPa]	10000	10000	10000
θλιπτική αντοχή κονιάματος f_{mort} [MPa]	22	20	15

Πίνακας 3.2: Δεδομένα κονιάματος της εταιρείας Sika.

Εναλλακτικά ο χρήστης επιλέγοντας την παράμετρο «τιμές χρήστη» μπορεί να εισάγει τιμές οποιουδήποτε άλλου κονιάματος.

Παρατήρηση

Για να θεωρείται ότι το ξηρό πλέγμα είναι πλήρως συνδεδεμένο με το κονίαμα και την υποκείμενη τοιχοποιία ώστε να αναπτύξει την πλήρη εφελκυστική του αντοχή f_t , η αγκύρωση προϋποθέτει την εφαρμογή στην ειδικών αγκυρίων – θυσάνων υάλου σε κάναβο σύμφωνα με τις παρακάτω συστάσεις:

- Τα συστήματα IAM πρέπει να αγκυρώνουν τουλάχιστον 30 cm πέρα από την κρίσιμη περιοχή.
- Για πάχη τοίχων $t < 40\text{cm}$ η απόσταση των αγκυρίων πρέπει να είναι μεγαλύτερη από $3t$, αλλά όχι μεγαλύτερη από 160cm, ενώ στις ενώσεις τοίχων οι αποστάσεις πρέπει να είναι $3t$.
- Για πάχη τοίχων $t > 40\text{cm}$ η απόσταση των αγκυρίων πρέπει να είναι μεγαλύτερη από $2t$, αλλά όχι μεγαλύτερη από 200cm, ενώ στις ενώσεις τοίχων οι αποστάσεις πρέπει να είναι $3t$.

3.3 Έλεγχος επάρκειας ενισχυμένου φορέα με IAM

3.3.1 Τοπικοί έλεγχοι επάρκειας μελών

Στον Πίνακα 3.3 και Πίνακα 3.4 τυπώνονται οι κρίσιμοι λόγοι ανεπάρκειας λ για τα υπέρθυρα και πεσσούς έπειτα από την ενίσχυση με IAM (Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Pushover). Συμπεραίνουμε, λοιπόν, ότι το κτίριο παρουσιάζει επάρκεια στους στόχους αποτίμησης Γ1 (NC) και Β2 (SD), καθώς όλοι οι λόγοι ανεπάρκειας είναι μικρότεροι της μονάδας. Μάλιστα, κρίσιμα φαίνεται να είναι τα μέλη από άοπλη τοιχοποιία στο εσωτερικό του κτιρίου

Μέγιστα λόγων επάρκειας υπέρθυρων φέρουσας τοιχοποιίας

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ2.3(0)	Άοπλη	Κύριο	0.46 (V)
NC	Δ2.6(1)	Άοπλη	Κύριο	0.99 (V)

Πίνακας 3.3: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υπερθύρων έπειτα από την ενίσχυση με IAM.

Μέγιστα λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας - Έλεγχος εντός επιπέδου

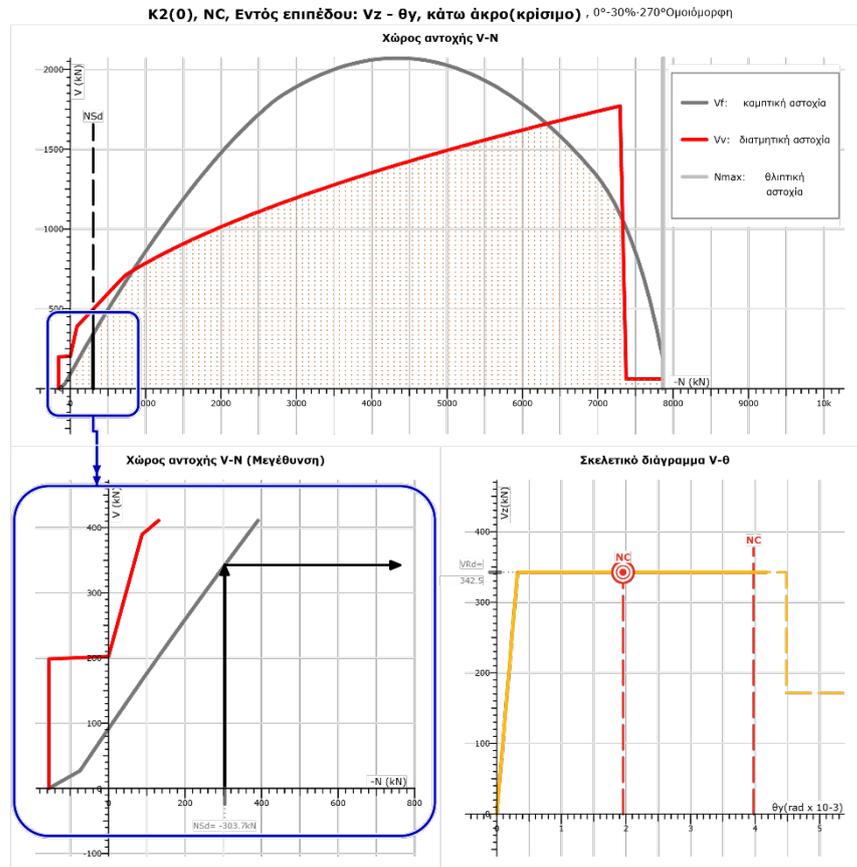
Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K3(1)	Ενίσχυση με IAM	Κύριο	0.19 (V)
NC	K20(1)	Άοπλη	Κύριο	0.79 (V)

Μέγιστα λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας - Έλεγχος εκτός επιπέδου

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Τύπος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K14(0)	Άοπλη	Κύριο	0.35
NC	K21(1)	Άοπλη	Κύριο	0.62

Πίνακας 3.4: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας πεσσών έπειτα από την ενίσχυση με IAM.

Παράλληλα στο Σχήμα 3.2 και Σχήμα 3.3 παρουσιάζονται τα αναλυτικά αποτελέσματα του πεσσού σε εντός και εκτός επιπέδου φόρτιση από την κρίσιμη ανάλυση κατά περίπτωση (Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Pushover Φ. Τοιχοποιίας). Παρατηρείται και στις δύο περιπτώσεις ότι η ενίσχυση με IAM προκαλεί την εμφάνιση εφελκυστικής αντοχής στους πεσσούς, καθώς ο χώρος αντοχής N-V επεκτείνεται και στις αρνητικές τιμές του άξονα X (εφελκυσμός). Επίσης, αυξάνεται πολύ και τη διατμητική - καμπτική αντοχή, λόγω αύξησης του μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων της διατομής.



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή: $N_{sd} = -303.7kN, V_{Rd} = 342.5kN$

$V_{Rd} = \min(V_{fr}, V_v) = V_f = 342.5kN$

→ $V_f = \frac{M_{Rd}}{H_{Ozi}} = 342.5kN, M_{Rd}$: από ισορροπία διατομής

→ $V_v = 497.5kN, V_v$: ενίσχυσης με IAM

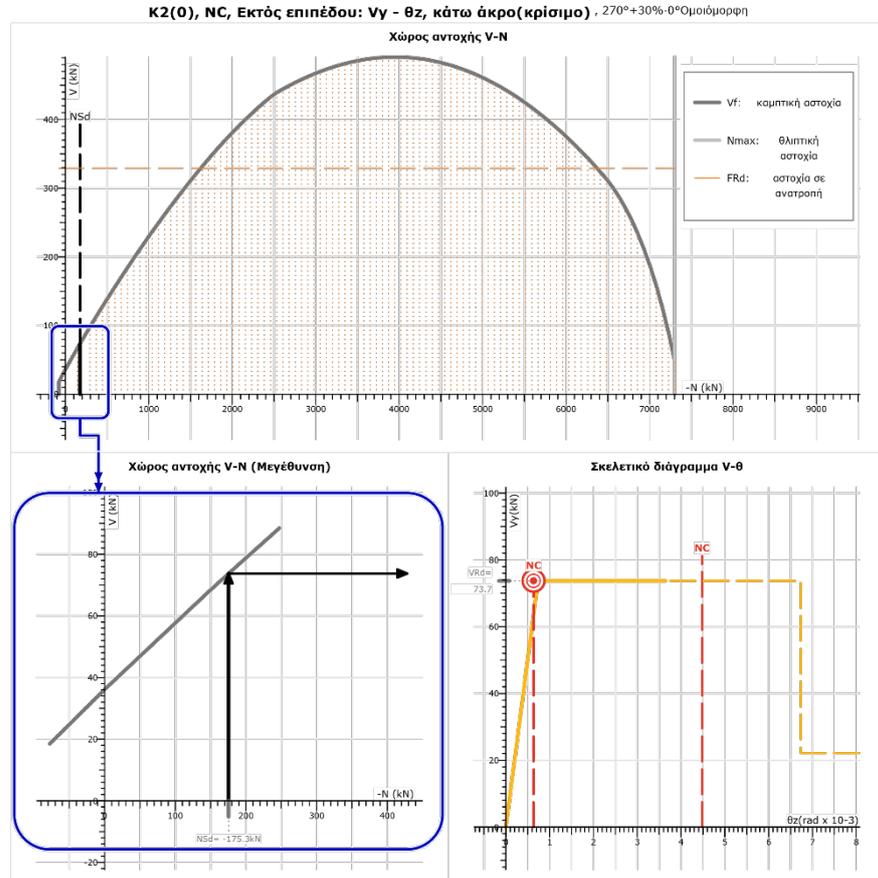
$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ.}}{\theta_{NC,exp.}} = \frac{1.96 \text{ ‰}}{3.98 \text{ ‰}} = 0.49$

$\theta_{NC,exp} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 3.98 \text{ ‰} (\mu_B > 1.5)$

→ $\theta_u = 4.48 \text{ ‰} = \theta_u \cdot 4/3$ (M, εντός επιπ., Κύριο Σ.Μ.)

→ $\gamma_{Rd} = 1.50$

Σχήμα 3.2: Αναλυτική εκτύπωση πεσσού K2(0) σε εντός επιπέδου δράση



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή: $N_{sd} = -175.3 \text{ kN}$, $V_{Rd} = 73.7 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = V_f = 73.7 \text{ kN}$$

$\rightarrow V_f = \frac{M_{Rd}}{H_{Oy1}} = 73.7 \text{ kN}$, M_{Rd} : από ισορροπία διατομής
 $\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P + Ft) \cdot t_w / H = 329.3 \text{ kN}$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{cap}}}{\theta_{NC, \text{exp}}} = \frac{0.63 \text{ ‰}}{4.48 \text{ ‰}} = 0.14$$

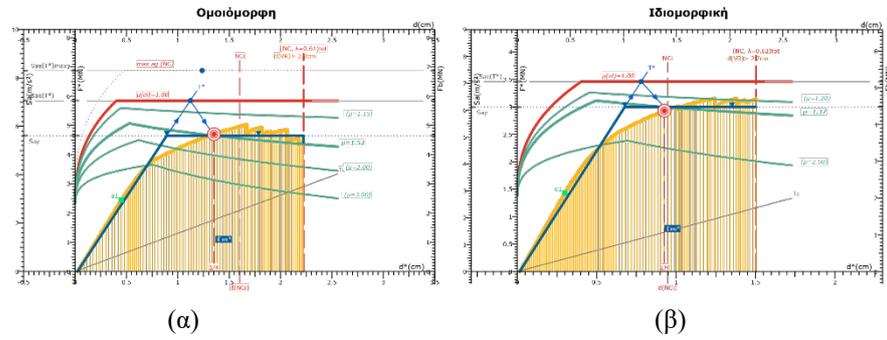
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 4.48 \text{ ‰} \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 6.73 \text{ ‰} = \theta_u \cdot 4/3$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

Σχήμα 3.3: Αναλυτική εκτίμηση πεσσού K2(0) σε εκτός επιπέδου δράση

Παράλληλα στο Σχήμα 2.11 «Τεύχος > Διαγράμματα Απαιτήσης – Ικανότητας > Στάθμη NC» παρουσιάζονται τα διαγράμματα ADRS των κρίσιμων αναλύσεων Pushover από τις οποίες προέκυψαν οι υπερβάσεις επάρκειας των πεσσών.



Σχήμα 3.4: Αναλύσεις Pushover: (α) Ομοιόμορφη $0^{\circ}+30\% \cdot 90^{\circ}$ και (β) Ιδιομορφική $0^{\circ}+30\% \cdot 90^{\circ}$

4

Παράρτημα Α

Συνολική Φέρουσα Ικανότητα

4.1 Μη γραμμική ανάλυση Pushover

Τυπώνεται στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > pushover > Συνολική Φ.Ι. τοιχοποιίας» ο έλεγχος της συνολικής φέρουσας ικανότητας του κτιρίου σύμφωνα με τον EC8-3, §Γ.4.1

Συνολική Φ.Ι. φορέα φέρουσας τοιχοποιίας

Στόβη Επιτελεσιτικότητα [/]	Διεύθ. [/]	Κρίσιμη ανάλυση [/]	Στοχευόμενη μετακίνηση dt* [cm]	Οριακή ικανότητα μετακίνησης dc* [cm]	Λόγος επάρκειας $\lambda = dt^* / dc^*$
DL	X	0°+30%-90°, Ομοιόμορφη	0.15	0.74	0.21
	Z	90°+30%-0°, Ιδιομορφική	0.18	1.03	0.18
SD	X	180°+30%-90°, Ομοιόμορφη	0.76	1.68	0.45
	Z	270°+30%-0°, Ιδιομορφική	1.04	2.03	0.51
NC	X	180°+30%-90°, Ομοιόμορφη	0.76	2.25	0.34
	Z	270°+30%-0°, Ιδιομορφική	1.04	2.71	0.39

Πίνακας 4.1: Συνολική φέρουσα ικανότητα φορέα στην ανάλυση Pushover

Διευθ. Η διεύθυνση του κτιρίου X, Z στην οποία πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος.

Κρίσιμη ανάλυση. Η διεύθυνση της Pushover κατά την οποία προέκυψε ο συνολικός κρίσιμος λόγος ανεπάρκειας.

Στοχευόμενη μετακίνηση dt* (cm). Η στοχευόμενη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος στην κρίσιμη ανάλυση.

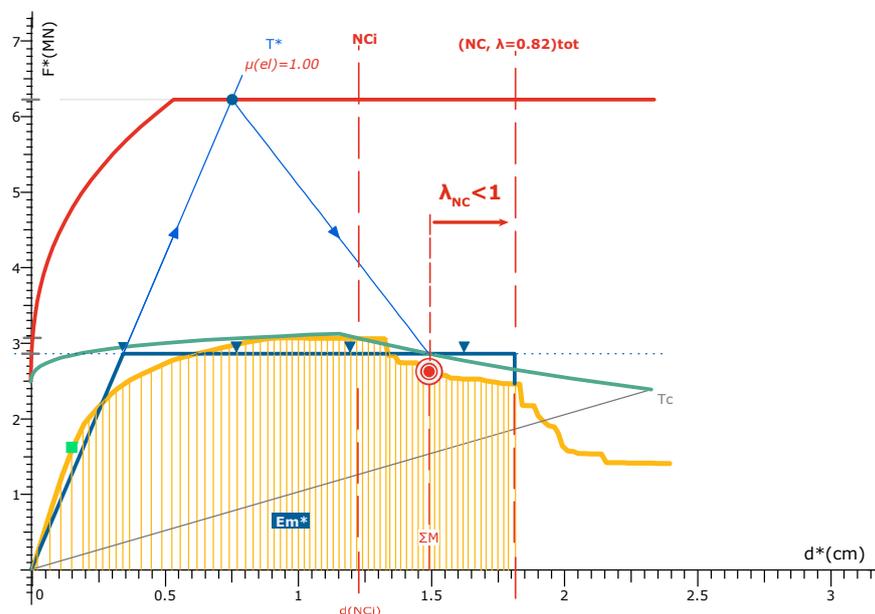
Οριακή ικανότητα μετακίνησης dc* (cm)

Είναι η μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που ορίζει την ικανότητα του κτιρίου ανάλογα με την εκάστοτε στάθμη ως εξής (EC8-3, §Γ.4.1):

- NC: Είναι η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο της καμπύλης ικανότητας όπου η συνολική τέμνουσα βάσης παρουσιάζει πτώση 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή της (σημείο α_u)
- SD: Είναι η μετακίνηση που αντιστοιχεί στα $\frac{3}{4}$ της οριακής μετακίνησης της στάθμης NC.
- DL: Είναι η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο διαρροής της διγραμμικής καμπύλης του κτιρίου.

Ο έλεγχος της συνολικής Φέρουσας Ικανότητας ελέγχει το κτίριο όλο μαζί στο σύνολό του και αποδέχεται ως ένα βαθμό τις αστοχίες σε μεμονωμένα μέλη. Έτσι το ίδιο κτίριο μπορεί να παρουσιάζει υπερβάσεις στους τοπικούς ελέγχους, ενώ στο σύνολό του να επαρκεί.

Στο **Σχήμα 4.1** παρουσιάζεται μία περίπτωση όπου η στοχευόμενη μετακίνηση ($d_t=1.49$ cm) προκύπτει σε περιοχή της καμπύλης μετά την μέγιστη αντοχή. Αυτό σημαίνει ότι κάποια μέλη από τους πεσσούς και υπέρθυρα έχουν υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Παρ' όλα αυτά η συνολική ικανότητα του κτιρίου σε όρους μετακίνησης ($d_c=1.82$ cm) προκύπτει μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση με αποτέλεσμα το κτίριο να παρουσιάζει συνολική επάρκεια με $\lambda_{NC,tot}=1.49/1.82=0.82$.



Σχήμα 4.1: Περίπτωση όπου ο συνολικός έλεγχος $\Phi.I.$ παρουσιάζει επάρκεια, ενώ ο τοπικός έλεγχος ανεπάρκεια.

Σημείωση

Η συνολική φέρουσα ικανότητα του κτιρίου πρέπει να ελέγχεται μόνο στην περίπτωση δύσκαμπτων διαφραγμάτων, έτσι ώστε ο φορέας να είναι ικανός να ανακατανέμει τις απώλειες έντασης λόγω αστοχιών στο σύνολό του. Τότε, το κτίριο μπορεί να ελέγχεται σε συνολικούς όρους, εξασφαλίζοντας ταυτόχρονα ότι κανένα μεμονωμένο μέλος δεν εμφανίζει $\lambda > 1.5$ στην εξεταζόμενη στάθμη (draft EC8-3 2023, §11.5.1.4.1).

4.2 Ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας

Τυπώνεται στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Χρονοϊστορία > Συνολική $\Phi.I.$ τοιχοποιίας» ο έλεγχος της συνολικής φέρουσας ικανότητας του κτιρίου σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ §9.2.1.

Συνολική Φ.Ι. φορέα φέρουσας τοιχοποιίας

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Διεύθ.	Τέμνουσα βάσης Vb [kN]	Συνολική διατμητική αντοχή ΣVRd [kN]	Λόγος επάρκειας $\lambda = V_b / \Sigma VRd$
DL	X	1345.9	2439.1	0.55
	Z	1533.3	2705.7	0.57
SD	X	1782.2	2462.7	0.72
	Z	2030.4	2751.8	0.74
NC	X	3339.5	2456.4	1.36!
	Z	3804.4	2734.7	1.39!

Σημείωση: Στις στάθμες SD και NC ο συνολικός έλεγχος Φ.Ι. γίνεται με τα πλήρως ελαστικά εντατικά μεγέθη για $q=1$.

Πίνακας 4.2: Συνολική φέρουσα ικανότητα φορέα στην ελαστική Χρονοϊστορία

Διευθ. Η διεύθυνση του κτιρίου X, Z στην οποία πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος.

Τέμνουσα βάσης Vb [kN]. Η συνολική ελαστική τέμνουσα βάση ανά διεύθυνση και επιτελεστικότητα.

Συνολική διατμητική αντοχή ΣVRd [kN]. Το άθροισμα των αντοχών των πεσσών $V_{Rd} = \min(V_f, V_v)$ στη βάση του κτιρίου

Ορίζεται ο συνολικός λόγος ανεπάρκειας ως ο λόγος της ελαστικής δράσας τέμνουσας βάσης προς το άθροισμα των αντοχών των πεσσών στη βάση του κτιρίου.

Σημείωση

Στον ΚΑΔΕΤ §9.2.1, ο συνολικός έλεγχος φέρουσας ικανότητα ελέγχεται στη στάθμη DL ($q=1$). Στο FespaT η λογική αυτή του ελέγχου έχει επεκταθεί προαιρετικά και στις στάθμες SD, NC άλλα επίσης για $q=1$. Γίνεται, δηλ. η υπόθεση ότι, εφόσον ο συνολικός έλεγχος καλύπτει την DL για τον σεισμικό συντελεστή της SD ή NC, τότε θα καλύπτει και τις ίδιες τις στάθμες SD και NC.

5

Παράρτημα Β

Ερήμην τιμές Φέρουσας Τοιχοποιίας

Σε αυτό το παράρτημα περιγράφεται η διαδικασία υπολογισμού των αντοχών της φέρουσας τοιχοποιίας από πίνακες οι οποίοι παρατίθενται στο προσχέδιο του αναθεωρημένου Ευρωκώδικα 8-3 (draft EC8-3 2023, §E2)). Η ίδια διαδικασία αναλύεται εκτενώς και στο βιβλίο του Κ. Σπυράκου «Κατασκευές από Τοιχοποιία, Αποτίμηση & επεμβάσεις για σεισμικά φορτία»

Ο υπολογισμός των μέσων αντοχών πραγματοποιείται σύμφωνα με τα παρακάτω βήματα:

Βήμα 1

Εύρεση από τον **Πίνακα 5.1** των μέσων τιμών μηχανικών χαρακτηριστικών τοιχοποιίας που δε συμμορφώνονται με συγκεκριμένους κανόνες «καλής πρακτικής», όπως η παρουσία κονιάματος καλής ποιότητας, εγκάρσιας σύνδεσης και αλληλεμπλοκής λίθων.

Ο συντελεστής διακύμανσης (c.o.v.) ορίζεται ως ο λόγος της τυπικής απόκλισης σ προς τη μέση τιμή μ :

$$c.o.v. = \frac{\sigma}{\mu}$$

Τύπος τοιχοποιίας		f [MPa]	f _t [MPa]	f _{v0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με μη κανονική δόμηση (Αργολιθοδομή)	μ	1.5	0.039	0.038*	870	290	19
	c.o.v.	0.29	0.24	-	0.21	0.21	
Εξωτερικές στρώσεις από ημικατεργασμένους (ημιλαξευτούς) λίθους και εσωτερική στρώση (πυρήνας) περιορισμένου πάχους με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά (δίστρωτες, τρίστρωτες τοιχοποιίες)	μ	2.5	0.065	0.063*	1230	410	20
	c.o.v.	0.20	0.19	-	0.17	0.17	
Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με κανονική δόμηση	μ	3.2	0.097	0.094*	1740	580	21
	c.o.v.	0.19	0.14	-	0.14	0.14	
Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με μη κανονική δόμηση	μ	1.8	0.052	0.051*	1080	360	13-16
	c.o.v.	0.23	0.14	-	0.17	0.17	
Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	μ	2.6	-	0.145	1410	470	13-16
	c.o.v.	0.23	-	0.31	0.15	0.15	
Λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	μ	7.0	-	0.22	2800	860	22
	c.o.v.	0.14	-	0.14	0.14	0.09	
Συμπαγείς οπτόπλινθοι και ασβεστοκονίασμα	μ	3.4	0.114	0.16	1500	500	18
	c.o.v.	0.26	0.21	0.21	0.20	0.20	
Διάτρητοι οπτόπλινθοι (ποσοστό οπών <40%) και ασβεστοκονίαμα	μ	6.5	-	0.28	4550	1138	15
	c.o.v.	0.24	-	0.14	0.24	0.24	

κανονική δόμηση: Τα λιθοσώματα είναι ορθογωνικής μορφής και τοποθετημένα σε οριζόντιες στρώσεις, ενώ οι αρμοί μορφώνονται «σκαλοπατιαστοί»

μη κανονική δόμηση: Οποιαδήποτε άλλη περίπτωση

* Οι τιμές της διατμητικής αντοχής απουσίας κατακόρυφου φορτίου f_{v0} έχουν προκύψει από την αντίστοιχη θλιπτική f και εφελκυστική αντοχή f_t μέσω της σχέσης του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb: $f_{v0} = (f \cdot f_t) / (f + f_t)$

Πίνακας 5.1: Τιμές αναφοράς μηχανικών χαρακτηριστικών διαφορετικών τύπων τοιχοποιίας.

Βήμα 2

Οι κανόνες «καλής πρακτικής» συνυπολογίζονται με τους διορθωτικούς συντελεστές που παρουσιάζονται στον **Πίνακας 5.2**. Συγκεκριμένα οι μέσες τιμές μπορούν να τροποποιηθούν με βάση τους συντελεστές διόρθωσης, διατηρώντας σταθερούς τους συντελεστές διακύμανσης c.o.v. Ο συνδυασμός περισσότερων διορθωτικών συντελεστών προκύπτει πολλαπλασιάζοντας όλους τους επί μέρους συντελεστές.

Τύπος τοιχοποιίας	Καλό κονίαμα ² λ ₁	Κανονική αλληλεμπλοκή ³ λ ₂	Εγκάρσια σύνδεση ³ λ ₃
Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με μη κανονική δόμηση (Αργολιθοδομή)	1.5	1.3	1.3
Εξωτερικές στρώσεις από ημικατεργασμένους (ημιλαξευτούς) λίθους και εσωτερική στρώση (πυρήνας) περιορισμένου πάχους με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά (δίστρωτες, τρίστρωτες τοιχοποιίες)	1.3	1.2	1.5
Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με κανονική δόμηση	1.4	1.1	1.3
Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με μη κανονική δόμηση	1.5	1.2	1.3
Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	1.6	-	1.2
Λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	1.2	-	1.2
Συμπαγείς οπτόπλινθοι και ασβεστοκονίασμα	1.5	-	1.3
Διάτρητοι οπτόπλινθοι (ποσοστό οπών <40%) και ασβεστοκονίαμα	1.2	-	-

² Διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται σε όλα τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας (f, f_b, f_{v0}, E, G)

³ Διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται στις παραμέτρους αντοχής της τοιχοποιίας (f, f_b, f_{v0}), αλλά όχι στα μέτρα ελαστικότητας και διάτμησης (E, G)

Πίνακας 5.2: Τιμές αναφοράς μηχανικών χαρακτηριστικών διαφορετικών τύπων τοιχοποιίας.

Στην **Εικόνα 5.1** παρουσιάζονται οι παραπάνω πίνακες ως παραπομπή από το προσχέδιο του νέου Ευρωκώδικα 8-3.

Table E.1 Reference values for mechanical properties of different masonry types: mean values and coefficient of variation

Type of masonry		f [MPa]	f _t [MPa]	f _{v0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
Irregular stone masonry	μ	1,5	0,039	-	870	290	19
	c.o.v.	0,29	0,24	-	0,21	0,21	
Roughly cut stone masonry, with wythes of irregular thickness	μ	2,5	0,065	-	1230	410	20
	c.o.v.	0,20	0,19	-	0,17	0,17	
Uncut stonework with good texture	μ	3,2	0,097	-	1740	580	21
	c.o.v.	0,19	0,14	-	0,14	0,14	
Masonry of irregular soft stone blocks	μ	1,8	0,052	-	1080	360	13 to 16
	c.o.v.	0,23	0,14	-	0,17	0,17	
Regular masonry of soft stone blocks	μ	2,6	-	0,145	1410	470	
	c.o.v.	0,23	-	0,31	0,15	0,15	
Squared stone masonry	μ	7,0	-	0,220	2800	860	22
	c.o.v.	0,14	-	0,14	0,14	0,09	
Solid brick masonry and lime mortar	μ	3,4	0,114	0,160	1500	500	18
	c.o.v.	0,26	0,21	0,21	0,20	0,20	
Semisolid brick masonry with cement-lime mortar (perforations < 40%)	μ	6,5	-	0,280	4550	1138	15
	c.o.v.	0,24	-	0,14	0,24	0,24	
f: compressive strength of masonry; f _t : diagonal tensile strength of masonry; f _{v0} : initial shear strength of masonry; E: modulus of normal elasticity; G: modulus of tangential elasticity; w: unit weight of masonry.							

Table E.2 Corrective (multiplier) coefficients for strength properties

Type of masonry	Good mortar (*)	Regular alignments	Transversal connection
Irregular stone masonry	1,5	1,3	1,3
Roughly cut stone masonry, with wythes of irregular thickness	1,3	1,2	1,5
Uncut stonework with good texture	1,4	1,1	1,3
Masonry of irregular soft stone blocks	1,5	1,2	1,3
Regular masonry of soft stone blocks	1,6	-	1,2
Squared stone masonry	1,2	-	1,2
Solid brick masonry and lime mortar	1,5	-	1,3
Semisolid brick masonry with cement-lime mortar (perforations < 40%)	1,2	-	-
(*)Corrective coefficients are applied also to elastic moduli			

Εικόνα 5.1: Υπολογισμός αντοχών υφιστάμενης τοιχοποιίας κατά EC8-3 2023. Πηγή: Final draft EN1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges

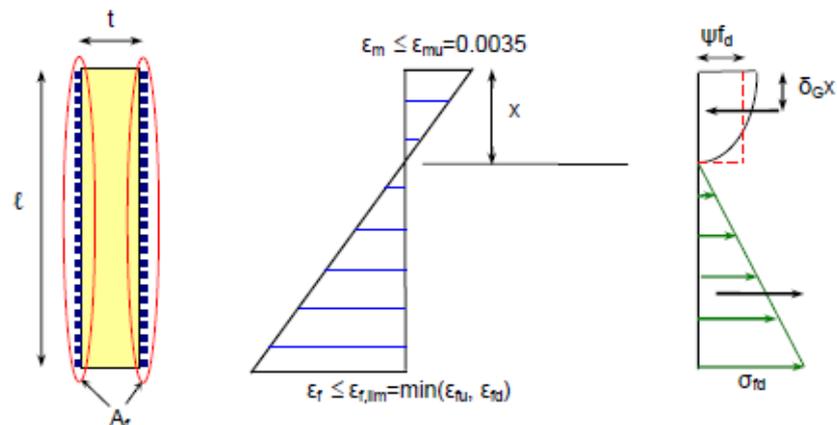
6

Παράρτημα Γ

Υπολογισμοί ενισχύσεων με IAM

6.1 Κάμψη εντός επιπέδου:

Υπολογίζεται η καμπτική αντοχή του ενισχυμένου πεσσού από ισορροπία διατομής θεωρώντας επιπεδότητα διατομής, μηδενική εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας και μηδενική θλιπτική αντοχή IAM (Εικόνα 6.1).



Εικόνα 6.1: Ισορροπία ενισχυμένης διατομής εντός επιπέδου

6.2 Τέμνουσα εντός επιπέδου :

Σύμφωνα με ΚΑΔΕΤ 8.9.8(β) η διατμητική αντοχή του ενισχυμένου πεσσού προκύπτει από το άθροισμα της διατμητικής αντοχής του άοπλου πεσσού και της συνεισφοράς του IAM. Η διατμητική αντοχή του IAM δίνεται από τη σχέση:

$$V_j = 2 \cdot f_t \cdot 2/3 \cdot H \cdot t_j$$

Όπου:

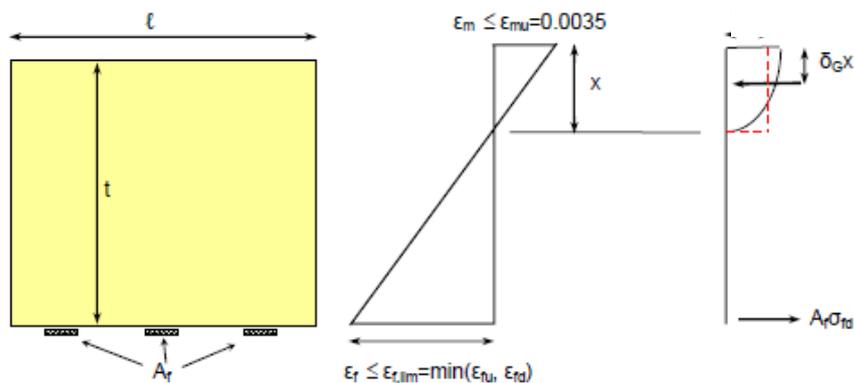
f_t η εφελκυστική αντοχή του ξηρού πλέγματος

H το ύψος του πεσσού

t_j το πάχος του ξηρού πλέγματος

6.3 Κάμψη εκτός επιπέδου:

Υπολογίζεται η καμπτική αντοχή του ενισχυμένου πεσσού από ισορροπία διατομής θεωρώντας επιπεδότητα διατομής, μηδενική εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας και μηδενική θλιπτική αντοχή IAM

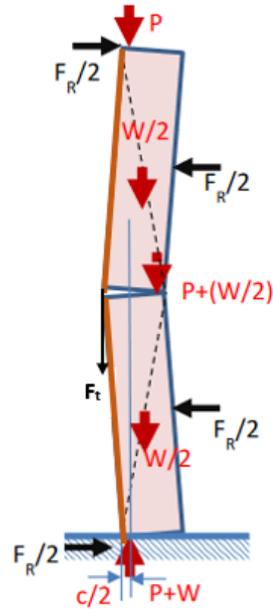


Εικόνα 6.2: Ισορροπία ενισχυμένης διατομής εντός επιπέδου

6.4 Ανατροπή εκτός επιπέδου:

Εξετάζεται η ανατροπή του πεσσού με άνοιγμα ρωγμής στο μέσον του ύψους του (Εικόνα 6.3). Στις αδρανειακές δυνάμεις ανατροπής F_R αντιστέκονται, εκτός από

το ίδιο βάρος του πεσσού W , και η εξωτερική στρώση του ξηρού πλέγματος μέσω της εφελκυστικής του αντοχής F_t .



Εικόνα 6.3: Έλεγχος σε ανατροπή στο μέσον

7

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)», Σχέδιο 1, Μάρτιος 2019
- [6] **CEN**, «Final draft EN1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges», 2017.
- [7] **Κ. Σπυράκος**, «Κατασκευές από Τοιχοποιία. Αποτίμηση & επεμβάσεις για σεισμικά φορτία», 2019
- [8] **Φ. Καραντώνη**, «Κατασκευές από τοιχοποιία», Παπασωτηρίου, 2004

-
- [9] **M. Tomazevic**, «Αντισεισμικός σχεδιασμός κτηρίων από τοιχοποιία», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004
- [10] **A. Elghazouli**, «Seismic design buildings to Eurocode 8, second edition», 2017
- [11] **National Research Council**, «Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures», Rome, Italy, 2018
- [12] **L. Kouris & T. Triantafillou**, «Design Methods for Strengthening Masonry Buildings Using Textile-Reinforced Mortar», J. Compos. Constr., 2019, 23(1)