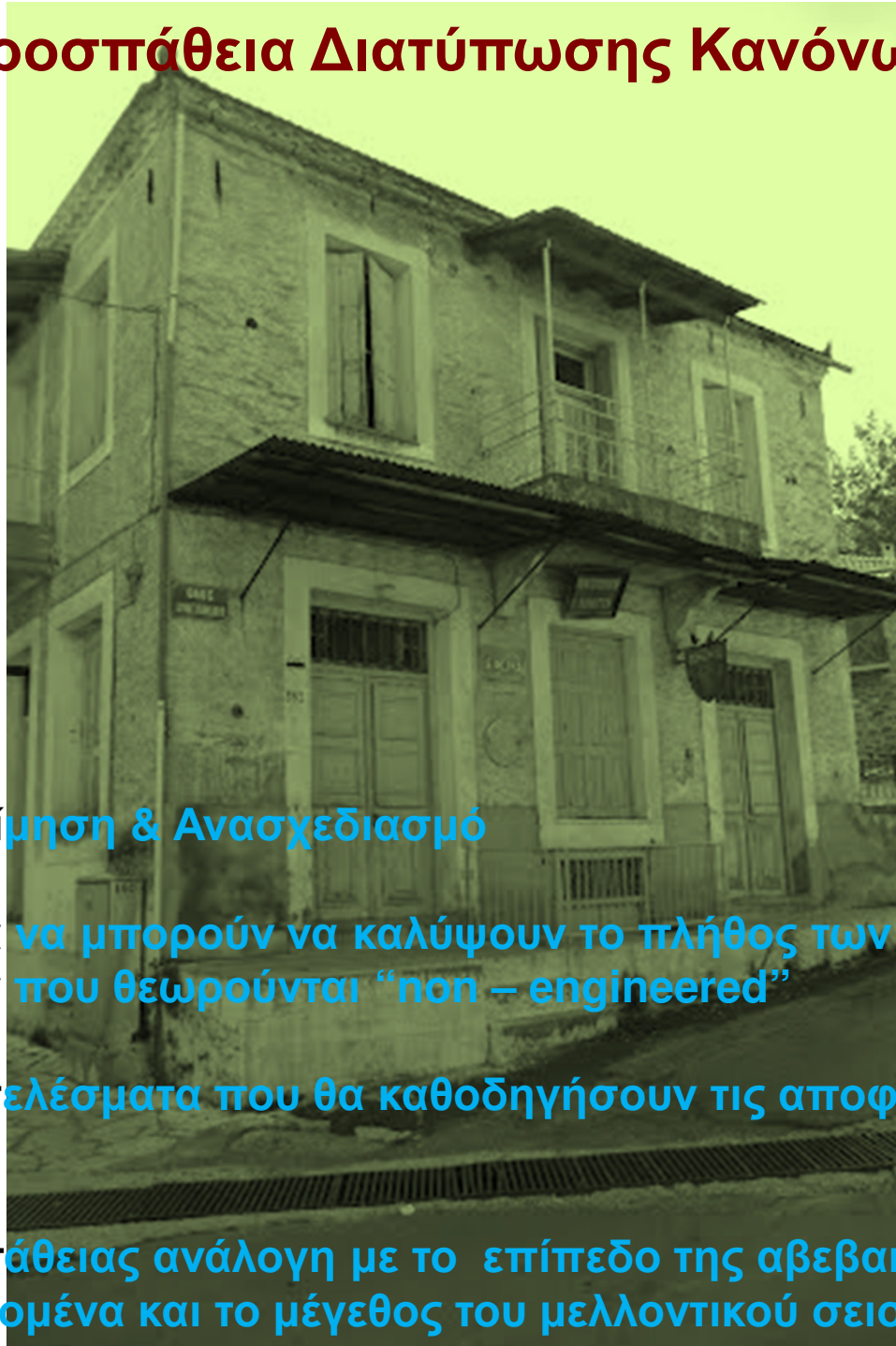


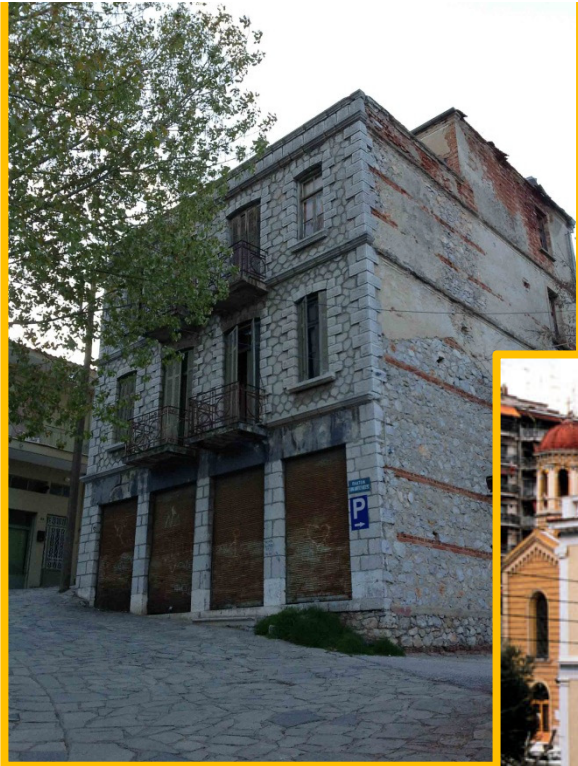
Μέθοδοι Ανάλυσης Κατασκευών από Φέρουσα Τοιχοποιία για Σεισμική Αποτίμηση.



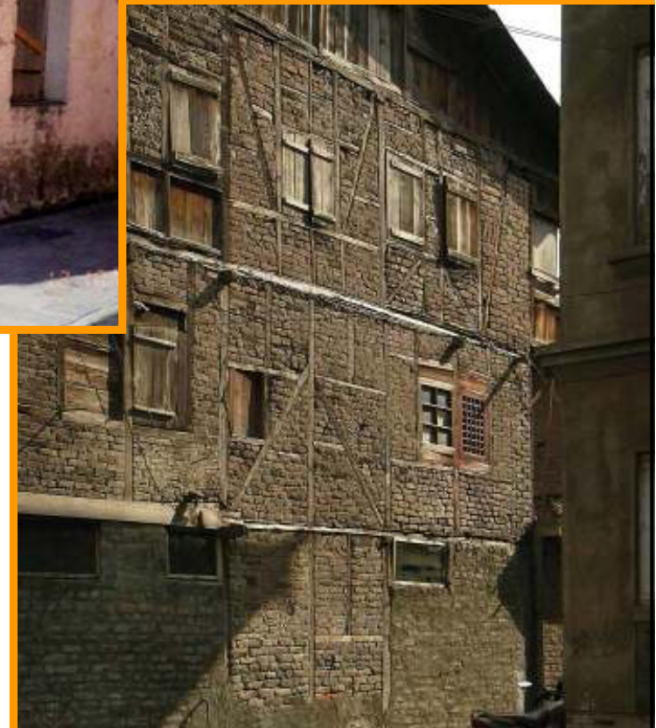
Προσπάθεια Διατύπωσης Κανόνων για:



- Σεισμική Αποτίμηση & Ανασχεδιασμό
- Εύχρηστοι, για να μπορούν να καλύψουν το πλήθος των διαφορετικών τύπων κτιρίων που θεωρούνται “non – engineered”
- Αξιόπιστα αποτελέσματα που θα καθοδηγήσουν τις αποφάσεις για ενίσχυση / επισκευή
- Ένταση προσπάθειας ανάλογη με το επίπεδο της αβεβαιότητας που υπάρχει ως προς τα δεδομένα και το μέγεθος του μελλοντικού σεισμικού κινδύνου.



Πόσο αντέχουν οι Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία σε σεισμό?



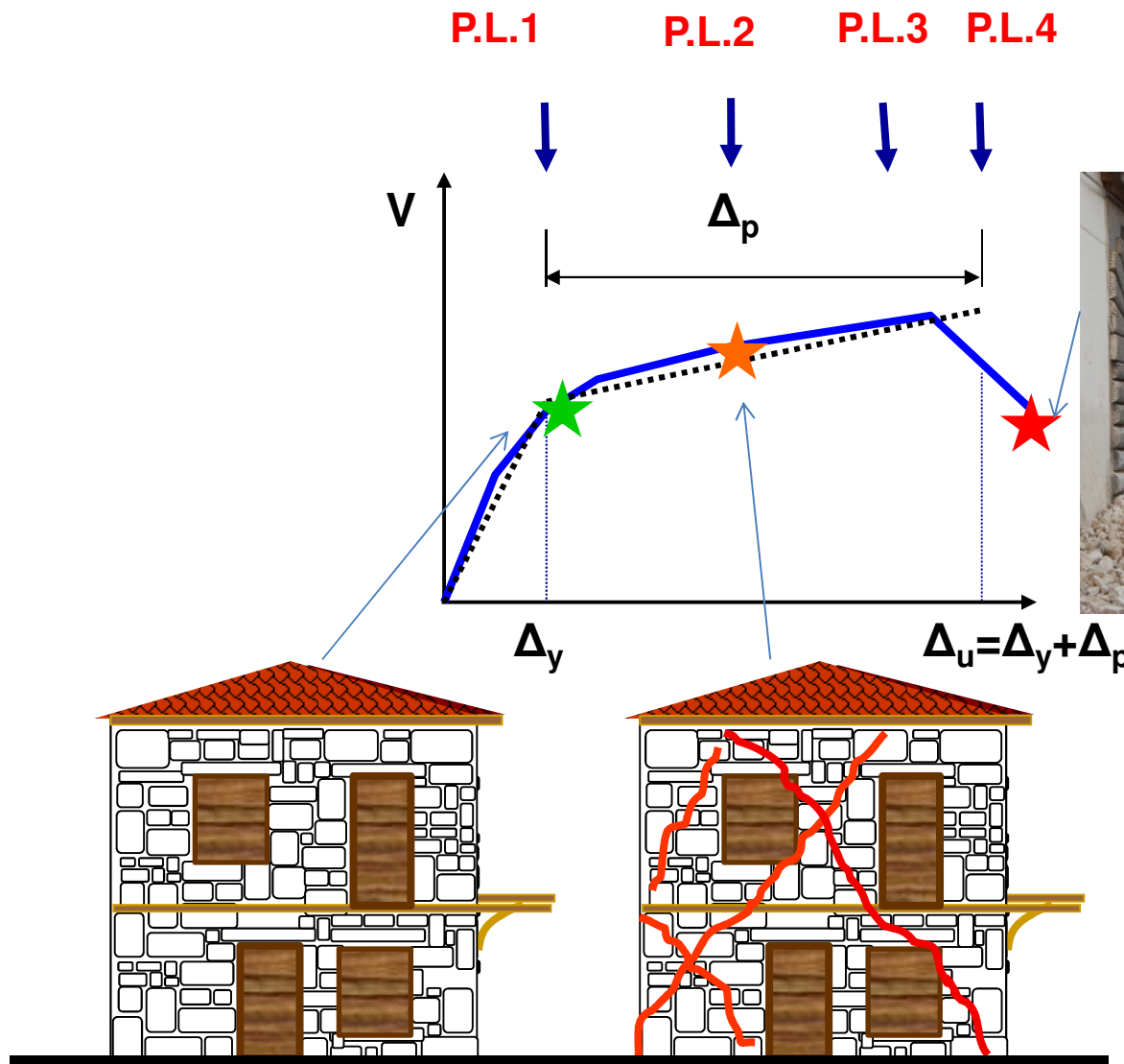
**2000
χρόνια
μετά:**

Herculaneum 78 μ.Χ. Opus Craticium



Δεδομένο: Το μέγεθος και φάσμα του σεισμού σχεδιασμού

Ζητούμενο: Σεισμική επάρκεια κτιρίων από πετρόκτιστη τοιχοποιία



URM: Δ_p μικρό.
Εξετάζουμε τα στάδια 1 & 3

**ΠΟΥ ΘΑ ΦΤΑΣΕΙ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ
στο σεισμό ελέγχου?**

Δόμηση: προ ισχύος Σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών

- Ασαφές σύστημα αντίστασης σε σεισμικά φορτία (συνδυασμός φερόντων & μη στοιχείων)
- Επιβάρυνση σεισμικής ικανότητας λόγω γήρανσης & διάβρωσης (συνδετικών κονιαμάτων και ξύλινων στοιχείων)
- Παρεμβάσεις των χρηστών



Σεισμική Αναβάθμιση:
επεμβάσεις συμβατές με την
αρχιτεκτονική και τα υλικά

Σεισμική Αποτίμηση : Τρέχουσα Κατάσταση

1. Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (εμπειρική προσέγγιση): Με βάση την γεωμετρία της κάτοψης και τις ορατές βλάβες

Table 9.3: Recommended allowable number of storeys above ground and minimum area of shear walls for "simple masonry buildings".

Acceleration at site $a_g \cdot S$		$\leq 0,07 k \cdot g$	$\leq 0,10 k \cdot g$	$\leq 0,15 k \cdot g$	$\leq 0,20 k \cdot g$
Type of construction	Number of storeys (n)**	Minimum sum of cross-sections areas of horizontal shear walls in each direction, as percentage of the total floor area per storey ($\rho_{A, \min}$)			
Unreinforced masonry	1	2,0%	2,0%	3,5%	n/a
	2	2,0%	2,5%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a*	n/a	n/a
Confined masonry	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
	5	6,0%	n/a	n/a	n/a
Reinforced masonry	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	n/a
	5	4,0%	5,0%	n/a	n/a

* n/a means "not acceptable".

** Roof space above full storeys is not included in the number of storeys.

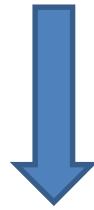
Λόγος πλευρών: > 1:4 & Αστήρικτη διάσταση (από εγκάρσιο τοίχο σε κάτοψη) <7m

Εκτενής Διαδικασία Αποτίμησης

(α) Προσδιορισμός της Σεισμικής Απαιτήσης:

1. από το φάσμα επιταχύνσεων εκτιμούμε τη σεισμική επιτάχυνση → **δύναμη.**
2. από το φάσμα μετακινήσεων εκτιμούμε τη μετακίνηση στο σημείο αναφοράς του ισοδύναμου μονοβαθμίου (ESDOF) → **παραμόρφωση**

Σύγκριση μεγεθών



Χρειαζόμαστε το φάσμα σχεδιασμού, την περίοδο του κτιρίου, και το σχήμα με το οποίο παραμορφώνεται

(β) Προσδιορισμός της Διαθέσιμης Ικανότητας:

από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των πεσσών και τη μορφολογία του κτιρίου εκτιμούμε:

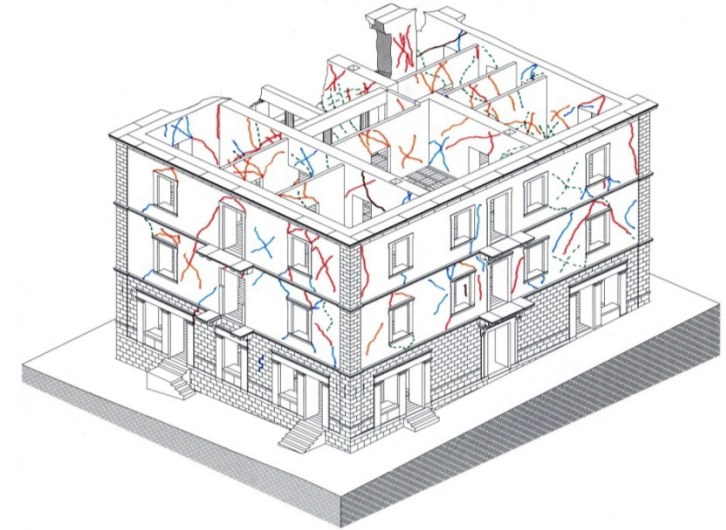
3. τα μεγέθη των τάσεων στις κρίσιμες θέσεις.
4. καμπυλότητα και γωνιακή παραμόρφωση στη στιγμή της αστοχίας των υλικών,

α.1 : Προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης:

-(i) Από Ανάλυση με Πεπερασμένα Στοιχεία: υπολογισμός έντασης λόγω σεισμού \Rightarrow εντοπισμός υπέρβασης ορίων αντοχής υλικών \Rightarrow ΣΕΝΑΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Αδυναμίες Μεθοδολογίας:

- ✓ διακριτοποίηση & προσομοίωση κτίσματος
- ✓ ασάφεια ως προς: δομικό / στατικό σύστημα
- ✓ βαθμός φθοράς
- ✓ ελλιπής γνώση μηχανικής συμπ. υλικών τοιχοποιίας
- ✓ αλληλεπίδραση διεπιφανειών από ανόμοια υλικά



Κονίαμα + λίθοι



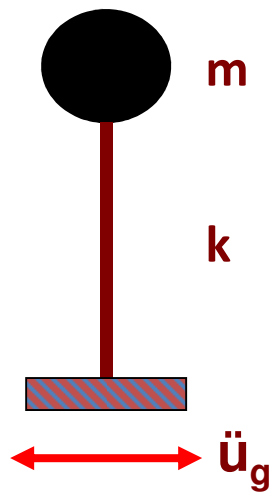
Ξύλο + κονίαμα + λίθοι



Δυσανάλογα μεγάλη
αβεβαιότητα σε σχέση με την
ένταση προσπάθειας

-(ii) Από το Φάσμα Σχεδιασμού σε όρους αναμενόμενης Σεισμικής Μετακίνησης

Σημείο Αναφοράς: Το μονοβάθμιο Σύστημα υπό Σεισμική Διέγερση



$$k \cdot u = - m \cdot \ddot{u}_{\text{total}}$$

Ισορροπία

↓
Διαιρώ με m

$$\omega^2 = k/m, \text{ και } \omega = 2\pi/T$$

$$\omega^2 \cdot u = - \ddot{u}_{\text{total}}$$

Άρα, στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης, η σεισμική σχετική μετακίνηση του κτιρίου σχετίζεται απευθείας με την ολική του επιτάχυνση:

$$u_{\text{max}} = (T^2/4\pi^2) \cdot \ddot{u}_{\text{total, max}}$$

Παράδειγμα: Μέγιστη επιτάχυνση = 0.5g στην κορυφή ενός τριώροφου κτιρίου. Πόση μετακίνηση αναπτύσσει η κορυφή σε σχέση με τη βάση?

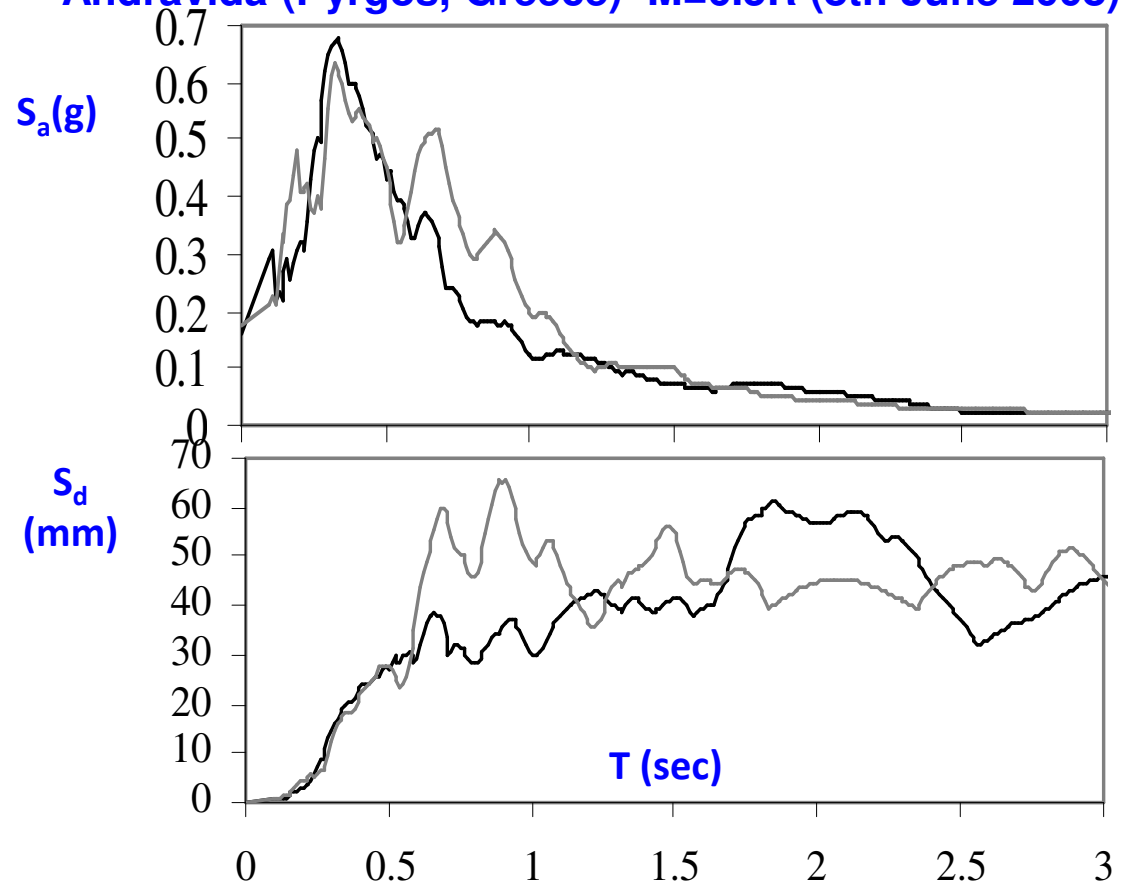
Εκτιμώ $T \approx 0.05 \times 9^{3/4} = 0.26 \text{ sec}$. Άρα, $u_{\text{max}} = (0.26^2/4/3.14^2) \times 0.5 \times 9.81 \text{ m/sec}^2 = 0.0084 \text{ m}$. Για ύψος κτιρίου $3 \times 3 = 9 \text{ m}$, έχουμε μέση στρόφη κτιρίου = $0.0084/9 = 0.093\%$.

Φάσμα του Σεισμού Σχεδιασμού: Περιβάλλουσα μέγιστων αποκρίσεων για όλα τα συστήματα (T, ξ)

Προσέχω ότι S_a είναι η **ΟΛΙΚΗ** επιτάχυνση, ενώ η S_d είναι η **ΣΧΕΤΙΚΗ** μετακίνηση του κτιρίου

Τυπικό φάσμα (απόκρισης) ολικών επιταχύνσεων και σχετικών μετακινήσεων του σεισμού

Andravida (Pyrgos, Greece) $M=6.5R$ (8th June 2008)



Η ολική επιτάχυνση S_a , προσδιορίζει τη σεισμική δύναμη στο κτίριο.

Η σχετική μετακίνηση S_d , προσδιορίζει το μέγεθος της βλάβης.

→ Αν το σχήμα ταλάντωσης του κτιρίου είναι γνωστό, τότε μπορώ να βρω την εντατική κατάσταση (εσωτερικές δυνάμεις και παραμορφώσεις) σε κάθε σημείο.

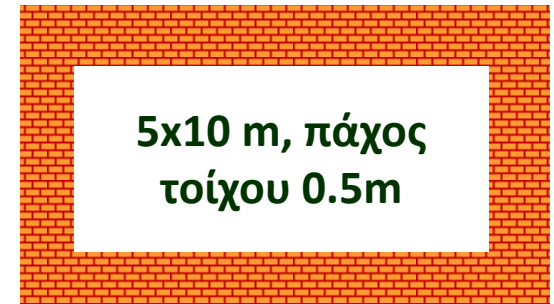
Παράδειγμα: Κτίριο, σχήμα ταλάντωσης $\Phi(z) = 1 - \cos(\pi z/H)$, $T=0.25$ sec. Στο σεισμό της Ανδραβίδας θα αναπτύξει μετακίνηση $15\text{mm} \cdot 1.2 = 18\text{mm} \approx 0.02\text{m}$.

Μετακινήσεις καθ' ύψος: $0.02 \cdot (1 - \cos(\pi z/H))$

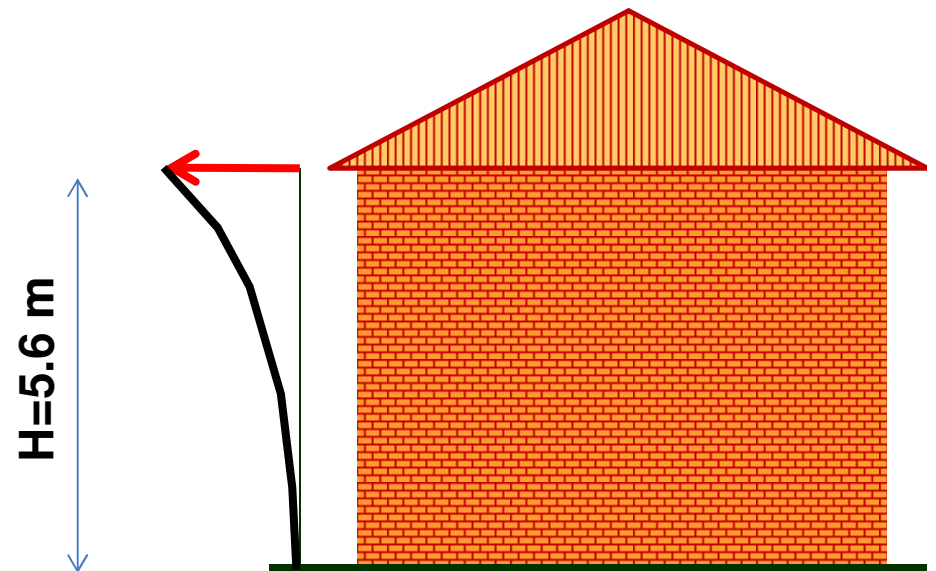
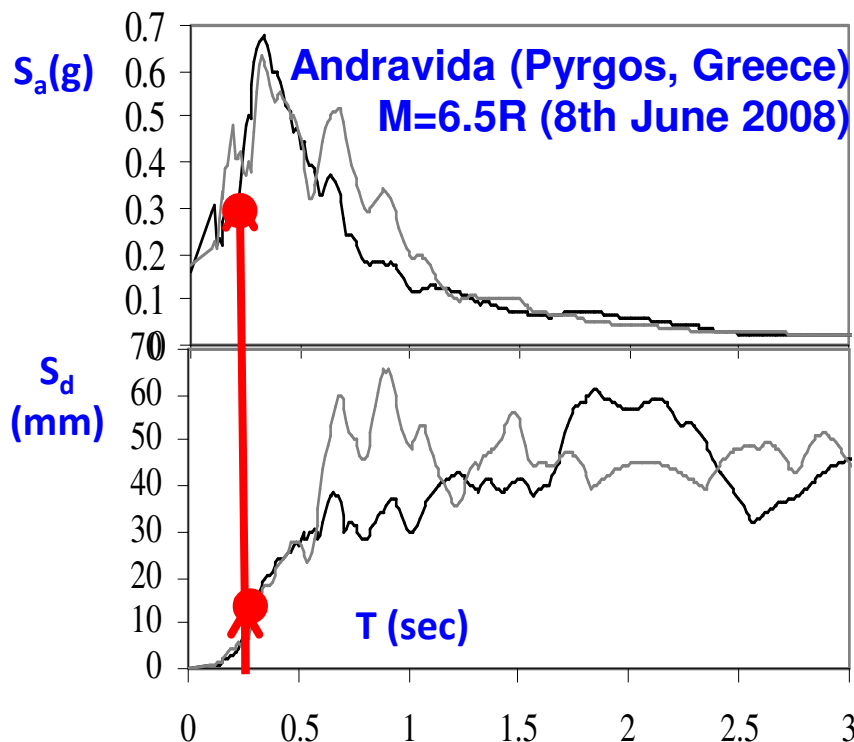
Καμπυλότητες: $c(z) = 0.02 \cdot (\pi/H)^2 \cdot \cos(\pi z/H)$

Ροπές: $M_f(z) = EI \cdot c(z)$ κλπ.

$$I = 2 \cdot [(0.5 \cdot 5^3/12) + 0.5 \cdot 10 \cdot 2.5^2 + (10 \cdot 0.5^3/12)] = 73.125\text{m}^4. \text{ Έστω } E=10\text{GPa}.$$



Κάτοψη



Ροπή και τέμνουσα βάσης:

$$M = 0.02 \cdot 10^7 \cdot 73.125 \cdot (3.14/5.6)^2 = 0.45 \times 10^7 \text{kN-m}$$

$$V = 0.3g \cdot 1.2 \cdot (W/g) = 0.36W$$

Το φάσμα Σχεδιασμού σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες

$$0 \leq T < T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{\eta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{\eta \cdot \beta_o}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{\eta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{\eta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$$\eta = (10/(5+\xi))^{1/2} \geq 0.55$$

Για $\xi=5\%$ το $\eta = 1$

q = συντελεστής συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας. Για ελαστική συμπεριφορά το $q=1$

$$T_C \approx 0.5 \text{ sec}$$

$$S \approx 1 - 1.2$$

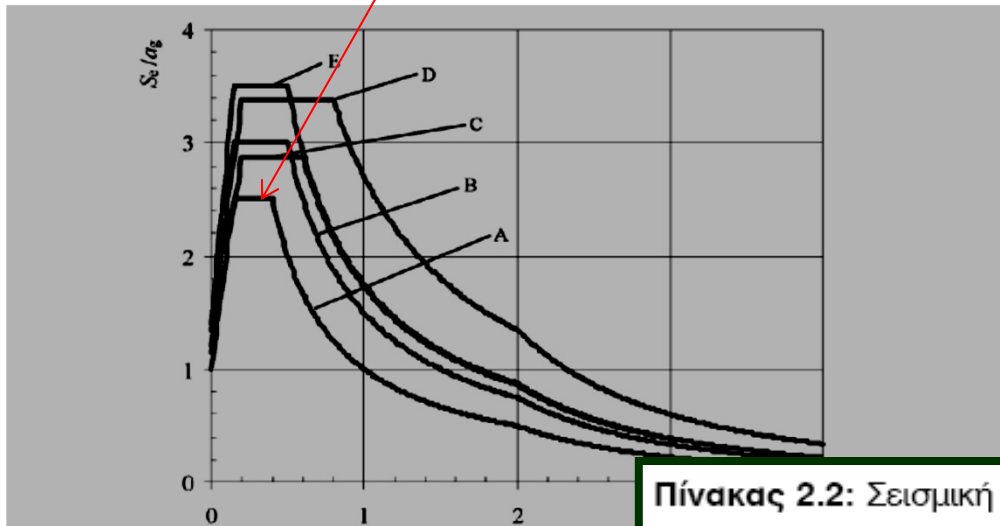


Figure 3.2: Recommended Type 1 elastic response spectra for g

Πίνακας 2.2: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A = \alpha \cdot g$ (g : επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
α	0.12	0.16	0.24	0.36

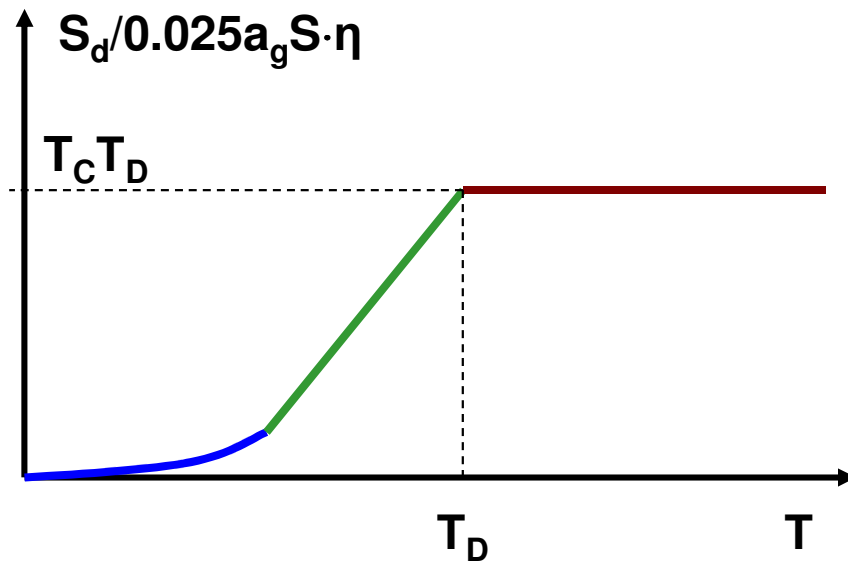
Φάσμα Σχετικών Μετακινήσεων του Σεισμού Σχεδιασμού: Δίνει την Σχετική Μετακίνηση ως συνάρτηση της περιόδου.

$$0 \leq T < T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot \beta_o - 1) \right] \cdot \frac{T^2}{40}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \frac{T^2}{40} = 0.025 a_g \cdot \beta_o \cdot S \cdot \eta \cdot T^2$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T}{40} \right) = 0.025 a_g \cdot \beta_o \cdot S \cdot \eta \cdot T_C \cdot T$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{40} \right) = 0.025 a_g \cdot \beta_o \cdot S \cdot \eta \cdot T_C \cdot T_D$$



Τα εύκαμπτα συστήματα αναπτύσσουν μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με την περίοδό τους. Το ίδιο φυσικά και η αντίστοιχη βλάβη

Ο σεισμικός κίνδυνος για τις ανάγκες της αποτίμησης

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2.5 \cdot a_g \cdot S$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = 0.0625 a_g \cdot S \cdot T^2$$

Παράδειγμα: Περιοχή Σεισμικότητας II ($a_g=0.16g$), έδαφος A ($S=1$)

Το πετρόκτιστο κτίριο ύψους 6m με περίοδο $T = 0.3 \text{ sec}$, θα αναπτύξει στην κορυφή μια επιτάχυνση $S_e = 2.5 \times 0.16g = 0.4g$ και η σχετική μετακίνηση της κορυφής σε σχέση με τη βάση θα είναι: $0.0625 \times 0.16g \times 0.3^2 = 0.009 \text{ m}$.

Ερώτηση: Τι βλάβη θα πάθει?

Η πληροφορία βρίσκεται στο μέγεθος της στροφής του: $\gamma = 0.009\text{m}/6 = 0.15\%$.

Δηλ. PL: 1 (ρηγμάτωση)

Απλουστευμένες Διαδικασίες και Μέθοδοι Ανάλυσης για Σεισμική Αποτίμηση Κτιρίων από Άοπλη ή Ξυλόπηκτη Τοιχοποιία

Προϋποθέσεις:

- (α) Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T < \{4T_c, 2.0\} \text{ sec}$ (EN 1998-1).
- (β) Η κάτοψη του κτιρίου προσεγγίζεται ως ορθογωνική (για εξάλειψη των φαινομένων στρέψης)
- (γ) Υπάρχει συνέχεια των τοίχων καθύψος
- (δ) Πατώματα σε δύο αντίθετες πλευρές ενός τοίχου βρίσκονται στην ίδια στάθμη.

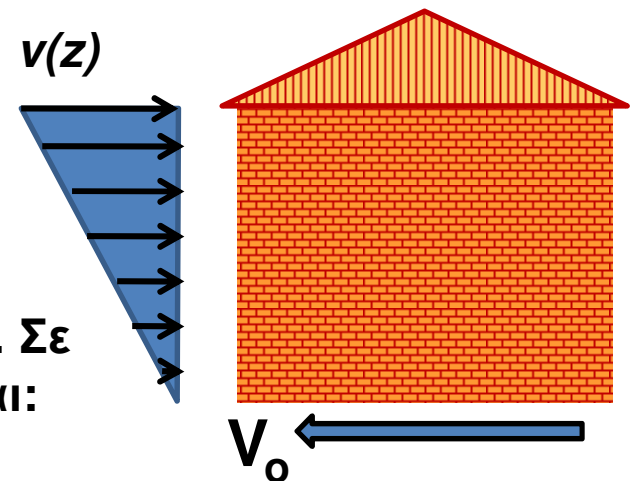
Η θεμελιώδης μεταφορική ιδιοπερίοδος προσεγγίζεται ως:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$
$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \leq 0,05$$
$$A_c = \Sigma \left[A_i \cdot \left(0,2 + (l_{wi} / H) \right)^2 \right]$$

Η Σεισμική Τέμνουσα εκτιμάται ως:

$$V_o = S_e(T)W/g$$

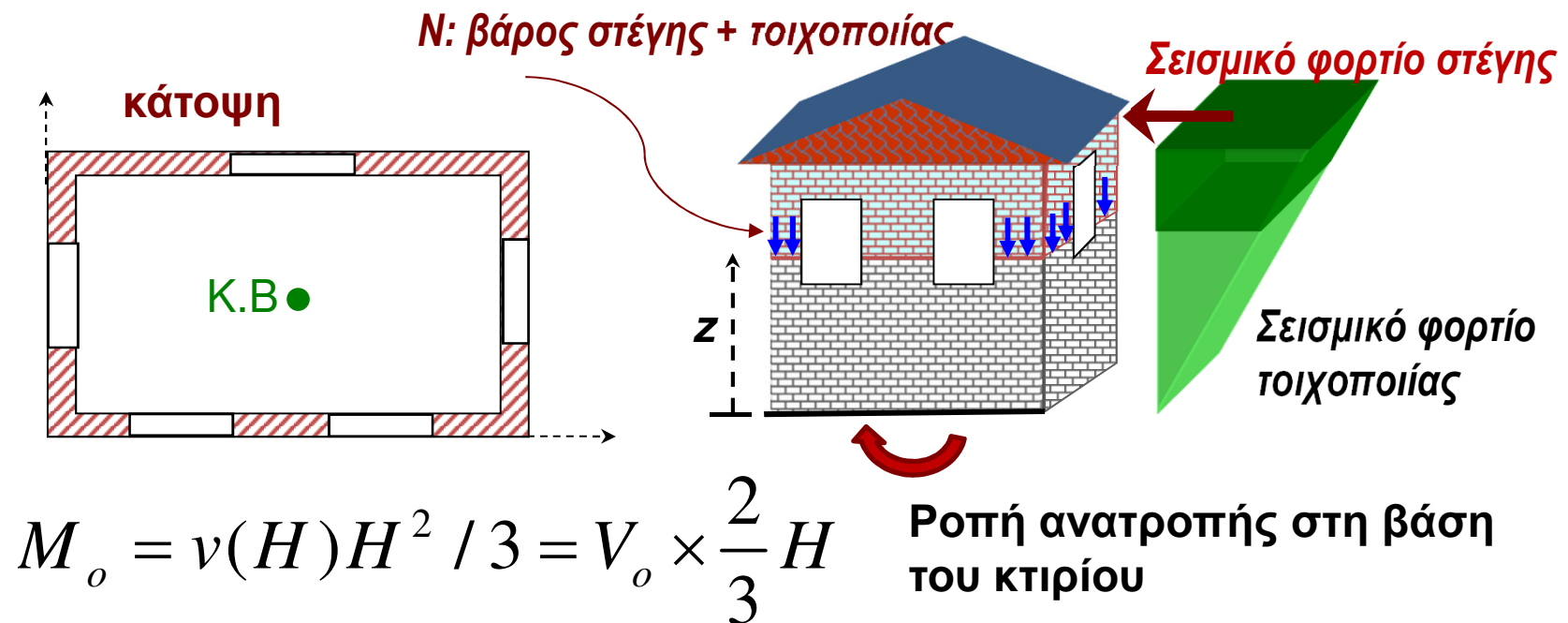
κατανέμεται με τη θεώρηση "ανεστραμένου τριγώνου". Σε απόσταση z από τη βάση, η δύναμη που ασκείται είναι:
 $v(z) = v(z/H) \cdot (z/H)$, with $v(z/H)=v(H)=2V_o/H$.



Δυνάμεις που ασκούνται στο κτίριο σε στάθμη z

$$V(z) = (H - z)[v(z) + v(H)] / 2$$

$$M(z) = v(z)(H - z)^2 / 6 + v(H)(H - z)^2 / 3$$



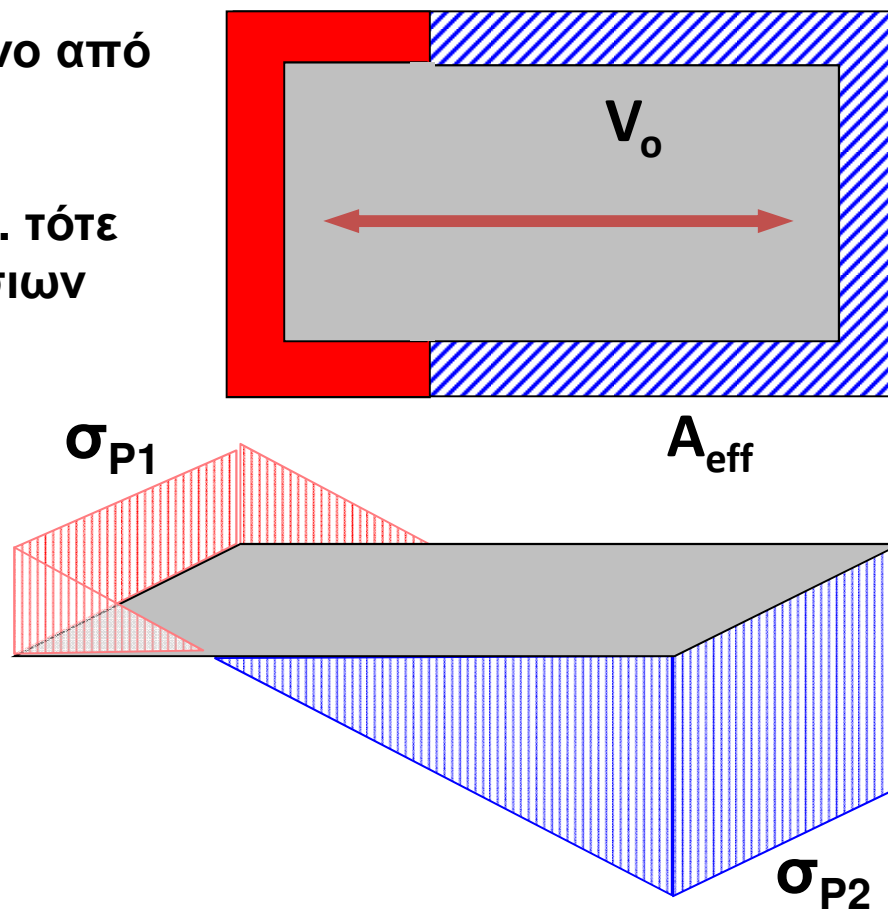
Ορθές τάσεις : Συνδυασμός βάρους και ροπής ανατροπής λόγω σεισμού

Η τέμνουσα παραλαμβάνεται μόνο από το τμήμα όπου σ_p είναι θλιπτική

Αν δεν έχουμε δύσκαμπτα διαφρ. τότε αγνοείται η συμβολή των εγκάρσιων προς το σεισμό τοίχων.

$$\tau_o = \varepsilon \frac{V_o}{A_{w,eff}} \leq f_v$$

$\varepsilon = A_{w,eff} / A_{w,eff}^{min}$: ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ενίσχυσης για ανοίγματα κλπ.



$$\sigma_{P1} = -\frac{W}{A_w} + \frac{M_o}{\Omega_w} \quad \& \quad \sigma_{P2} = -\frac{W}{A_w} - \frac{M_o}{\Omega_w}$$

Όρια εκκεντρότητας αξονικού φορτίου και μέγιστη ανεκτή επιτάχυνση προκειμένου να εξαλειφεται ο ορθός εφελκυσμός λόγω ροπής ανατροπής

$$\sigma_{P1} = f_{tm}$$

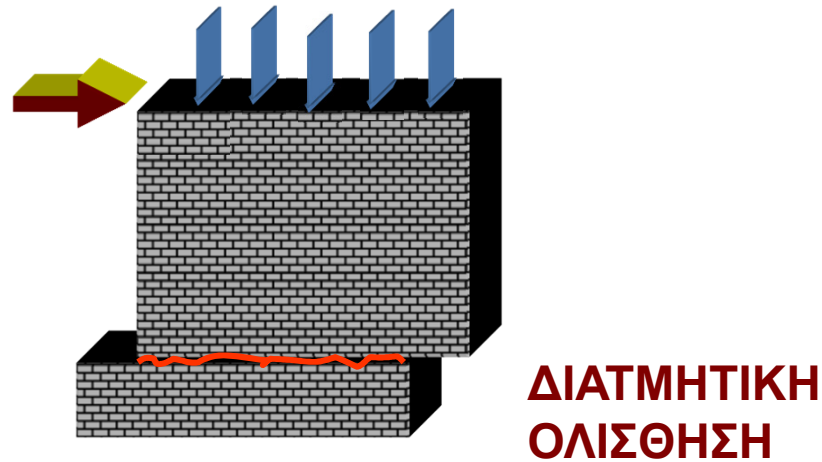


$$a_g \leq 0.6 \frac{\Omega_w g}{C_1 C_m \eta S H} \left[\frac{f_{tm}}{W} + \frac{1}{A_w} \right]$$

$$e_{lim}/e_x$$

t/e_x e_y/e_x	0.05	0.1	0.15	0.2
0.5	0.261	0.246	0.234	0.226
1	0.317	0.303	0.290	0.280
2	0.372	0.355	0.340	0.326

Κριτήρια Αποδοχής – Αντοχές Ρηγματώσεως Τοιχοποιίας Παράλληλα προς την κατεύθυνση του σεισμού

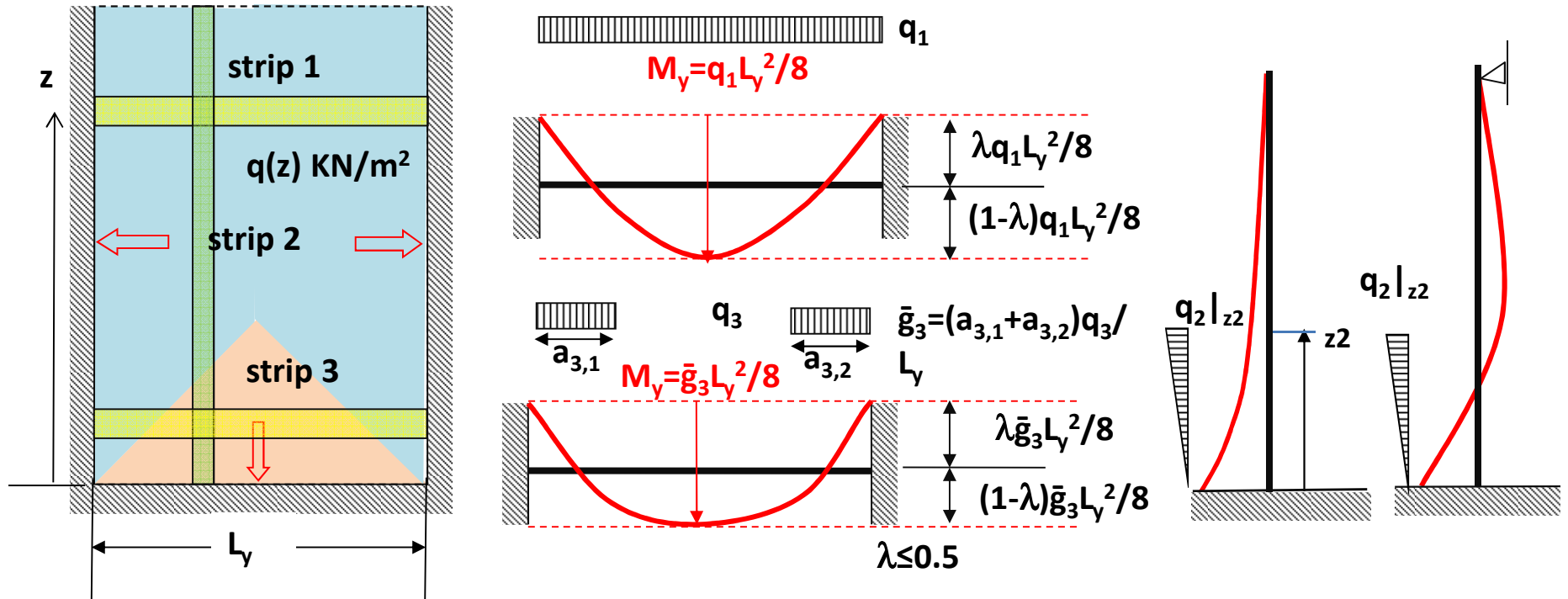


$$\tau_o = \varepsilon \frac{V_o}{A_{w,eff}} \leq f_v$$

$$f_v = f_{v0} + 0.4s_d \leq 0.065f_b$$

Έλεγχος τοίχων σε εκτός επιπέδου ένταση (δηλ. τοίχων κάθετα προς το σεισμό)

$$p(z) = (z/H) \cdot S_e(T_1) \cdot t \cdot w/g \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



Κριτήρια Αποδοχής – Αντοχές Ρηγματώσεως Τοίχων σε εκτός επιπέδου κάμψη:

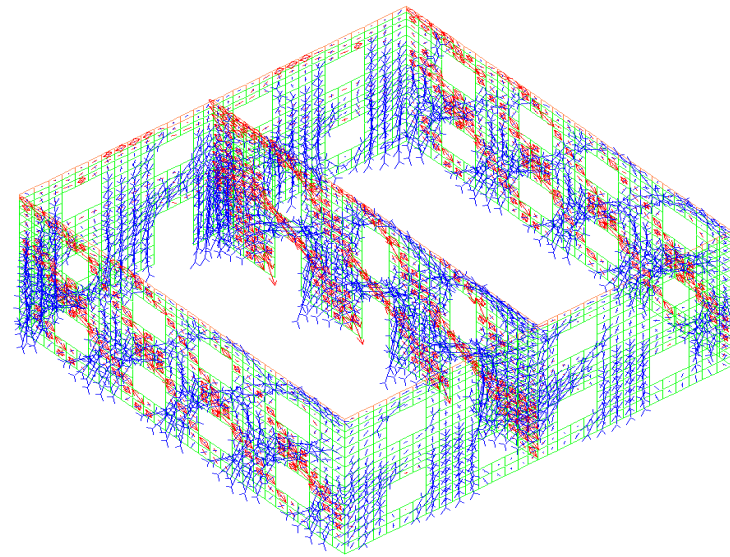
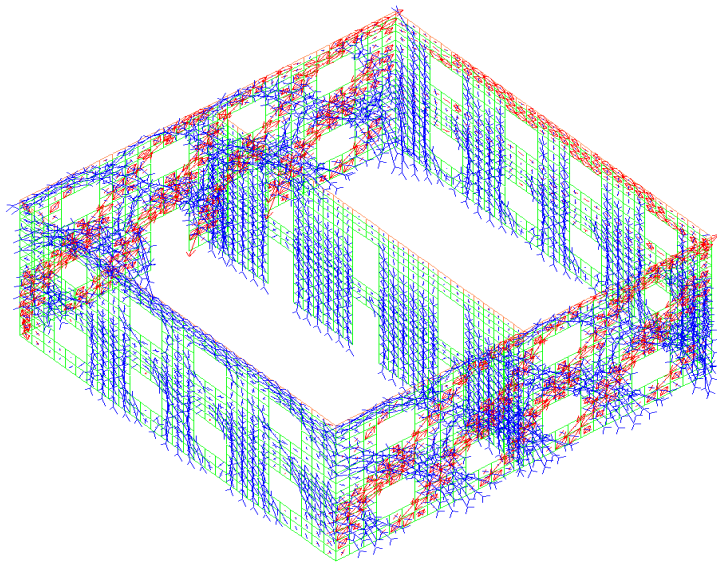
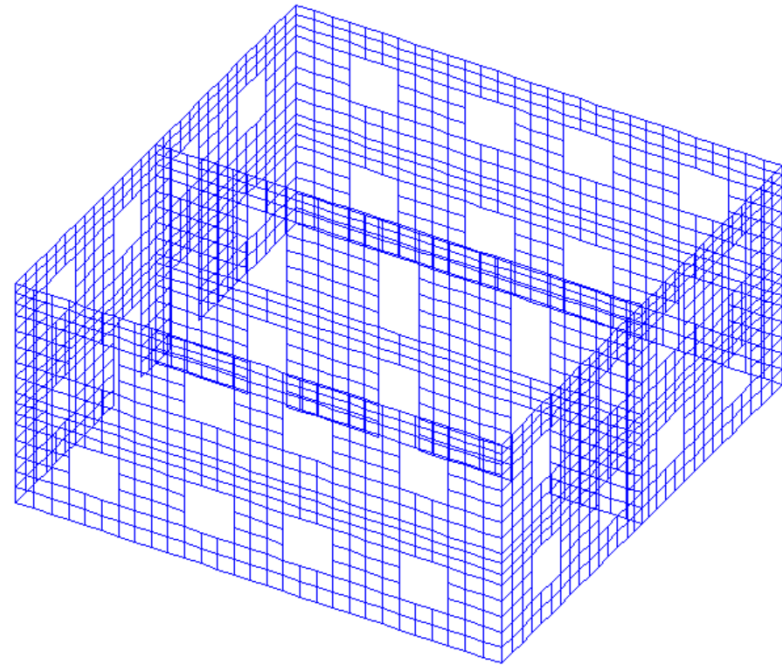
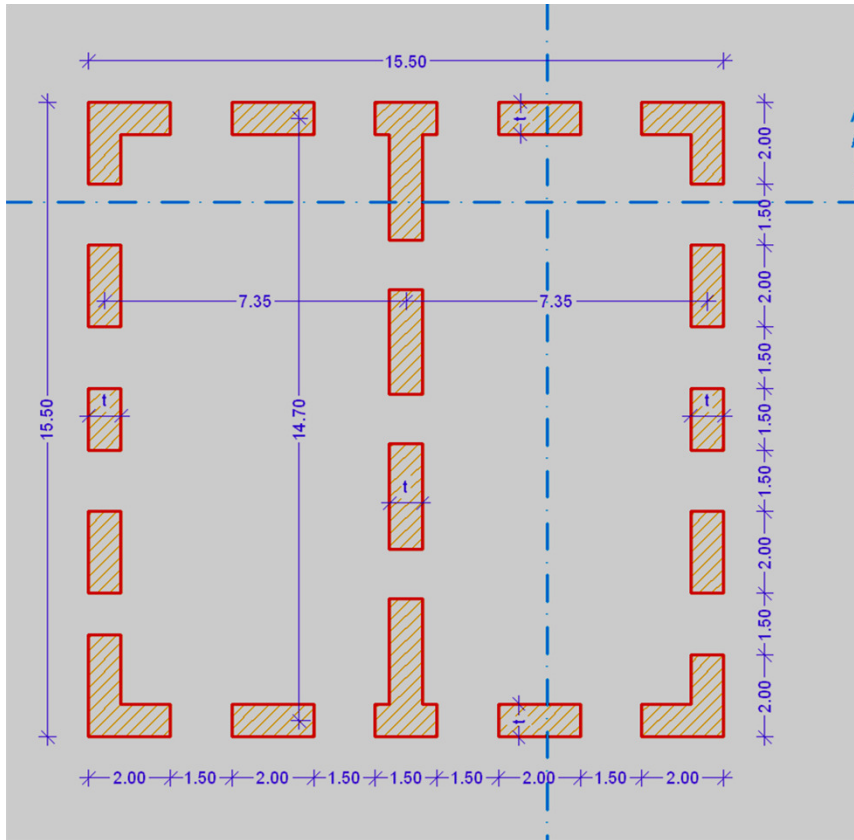
$$M_{z,cr} = \left(f_{x1} + w \cdot (H - z) \right) \cdot \frac{t^2}{6}$$

$$M_{y,cr} = f_{x2} \cdot \frac{t^2}{6}$$

Αντοχή κατακορύφων λωρίδων

Αντοχή οριζόντων λωρίδων

Παράδειγμα: Συμβατικό Πετρόκτιστο κτίριο



Σεισμός κατά χ:

Έλεγχος τάσεων

$$\sigma_{p1} = 0.084 \text{ MPa (θλιπτ)}$$

$$\sigma_{p2} = 0.22 \text{ MPa (θλιπτ)}$$

$$\tau_x = 0.15 \text{ MPa} \rightarrow 0.238 \text{ (με ανοίγματα)}$$

Σεισμός κατά γ:

$$\sigma_{p1} = 0.093 \text{ MPa (θλιπτ)}$$

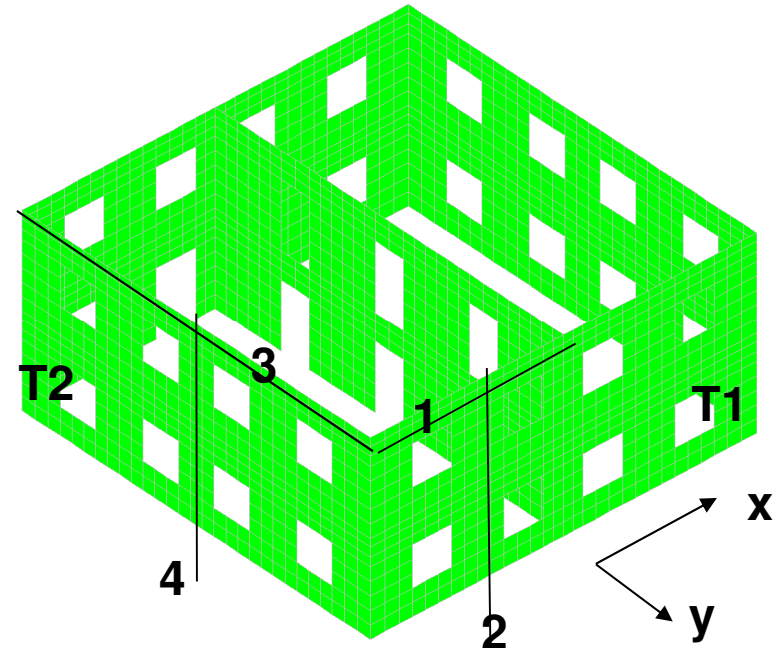
$$\sigma_{p2} = 0.215 \text{ MPa (θλιπτ)}$$

$$\tau_y = 0.10 \text{ MPa} \rightarrow 0.14 \text{ MPa (με ανοίγματα)}$$

$$\text{Αντοχή } f_v = 0.26 \text{ MPa}$$

$$M_y = 6 \text{ kN/m (οριζόντιες λωρίδες)}$$

$$M_z = 12.25 \text{ kN-m/m (κατακόρυφες λωρίδες)}$$

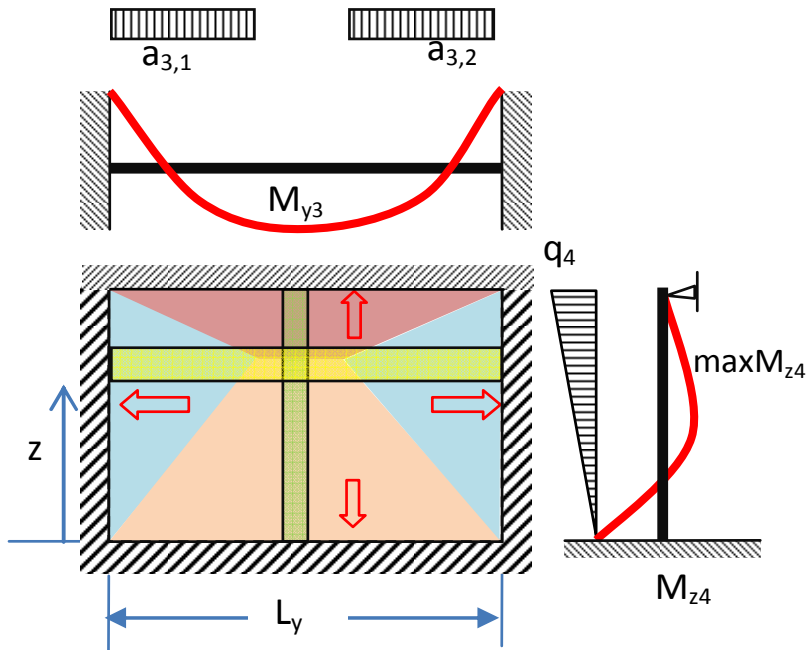


$$p(z=H) = 2.5 \times 0.16 \times S (= 1) \times \eta (= 1 \text{ for } \xi = 5\%) \times t(0.6m) \times 22 \text{ kN/m}^3 = 5.28 \text{ kN/m}^2$$

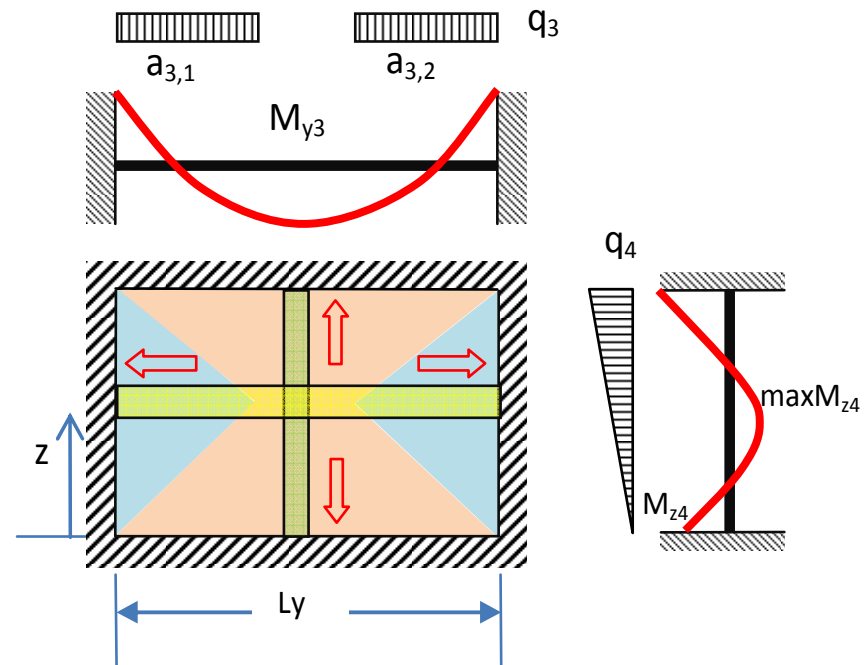
Καμπτικές ροπές – εκτός επιπέδου κάμψη

Μοντέλο	Κίνηση κατά Y					Κίνηση κατά X				
	Άξονας 1			Άξονας 2		Άξονας 3			Άξονας 4	
	Αριστ.	Μέσο	Δεξιά	Βάση z=0.0	Μέσο z=3.5	Αρισ.	Μέσο	Δεξιά	Βαση: z=0.0	Μέσο z=3.5
FE, acc	13.65	-18.56	38.99	16.32	-9.64	56.24	-39.4	56.39	62.11	-13.83
FE, pres	12.07	-7.22	13.58	2.85	-3.72	42.59	-19.14	42.57	23.24	-6.96
Απλό	5.95	-22.35	8.92	12.99	0	68.84	-68.84	68.84	86.24	-26.95

Απλή αντιμετώπιση της Εκτός Επιπέδου δράσης: Αντικείμενο: Οι ροπές στις κρίσιμες θέσεις. Φόρτιση: Γραμμικά μεταβαλλόμενη ορθή πίεση



Περίπτωση με περιμετρική δοκό

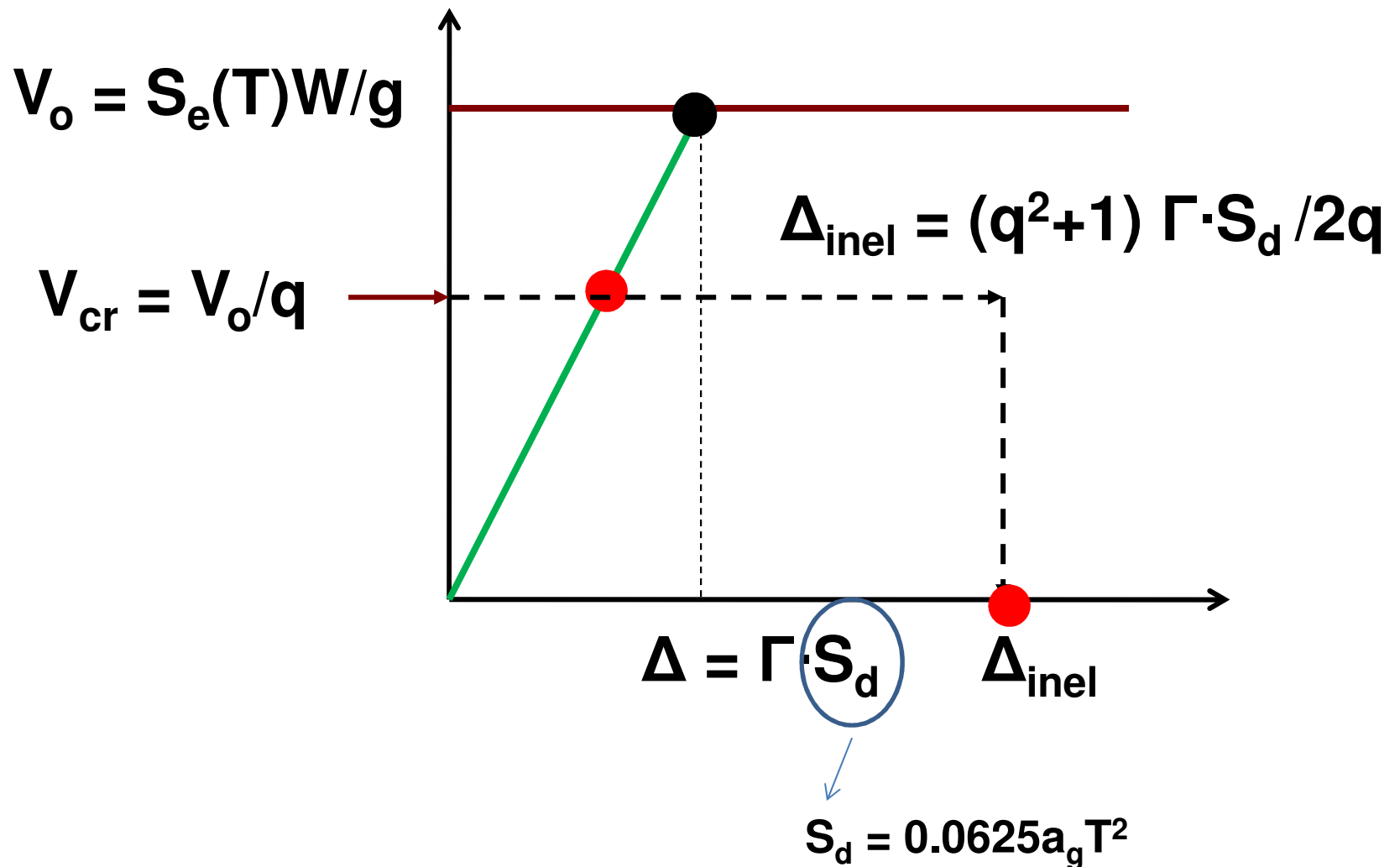


Περίπτωση με δύσκαμπτο διάφραγμα στην στέγη

Βελτίωση αντοχής στο στάδιο της ρηγμάτωσης:

- Ως έχει: $a_g = 0.037g$
- Με περιμετρική δοκό: $a_g = 0.055g$
- Με δύσκαμπτο διάφραγμα: $a_g = 0.07g$

Από τον έλεγχο ροπών M_{\max}/M_{cr} βγαίνει ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς q



Παράδειγμα: για $q = 3$, $\Delta_{inel} = 1.6 \Delta_{ελ}$

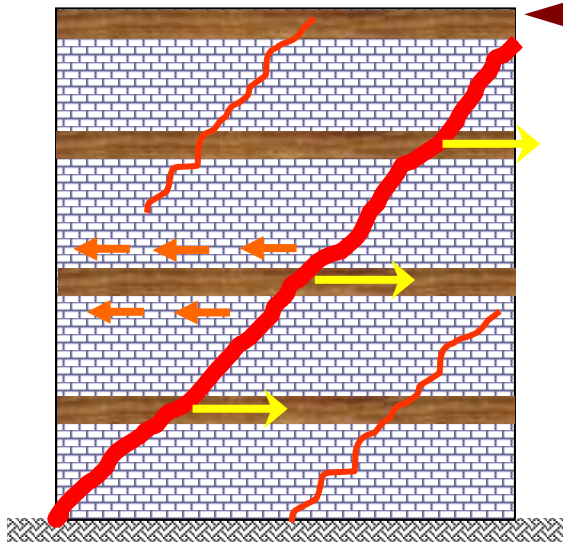
Υπάρχουν κτίρια με τέτοια μεγέθη διαθέσιμης πλαστιμότητας?



Παραδοσιακά Κτίρια από Ξυλόπηκτη τοιχοποιία στην Ξάνθη

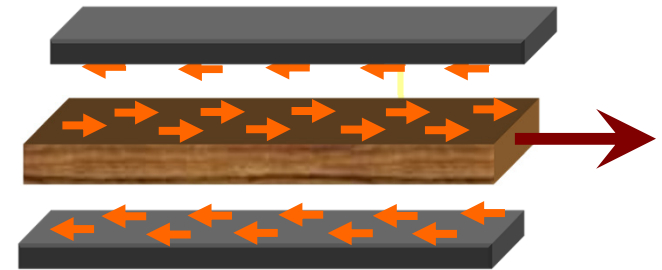
ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

$$V_{Rd}^{tot} = V_{Rd} + V_b$$



Συμβολή διαζώματος

Συνάφεια σενάζ -
κονιάματος



Αρχικό στάδιο ρηγμάτωσης:

Η Σεισμική Τέμνουσα παραλαμβάνεται από ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ + ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ

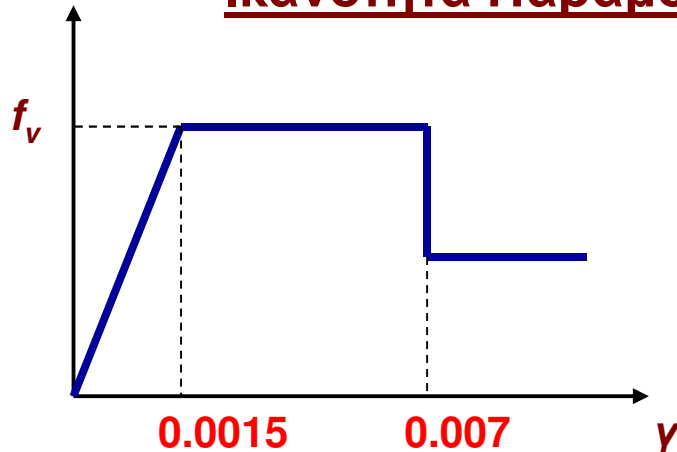
Προχωρημένο στάδιο ρηγμάτωσης:

τα διαζώματα εξ' ολοκλήρου αναλαμβάνουν την Σεισμική Τέμνουσα

⇒ απώλεια συνοχής διαζώματος - κονιάματος ⇒

Η δύναμη που παραλαμβάνει ο τοίχος < αντοχή διαζώματος

Ικανότητα Παραμόρφωσης των Τοίχων:



• Τοίχοι // σεισμό

$$V_{Rd1} = c + \mu \cdot \sigma_z$$

$c=0.5(f_t' f_c')^{0.5}$ (όπου $f_t' \div 0.1f_c'$); Αυτό αντιστοιχεί περίπου σε αντοχή σε διάτμηση $0.5MPa$)

Η τυχόν συμβολή διαζωμάτων πρέπει να συνυπολογίζεται στο μοντέλο αντοχής. Αυτή είναι η συνολική δύναμη V_b , που παραλαμβάνεται από τα διαζώματα που τέμνουν μια ρωγή με κλίση 45°

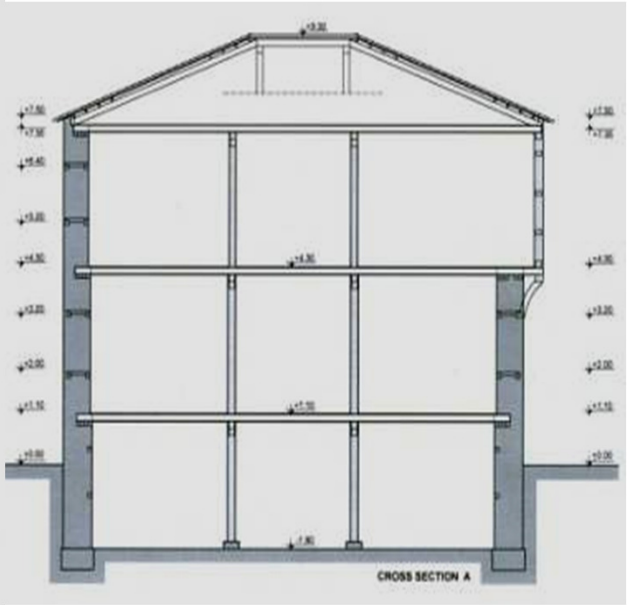
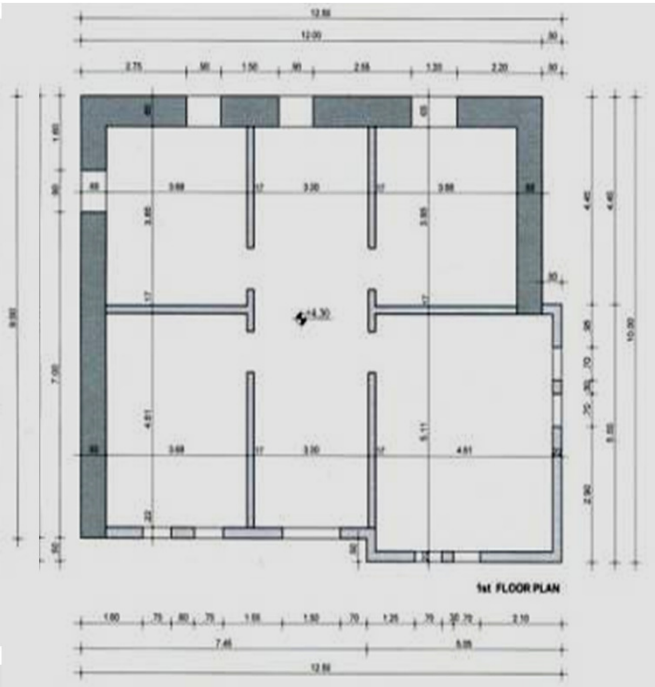
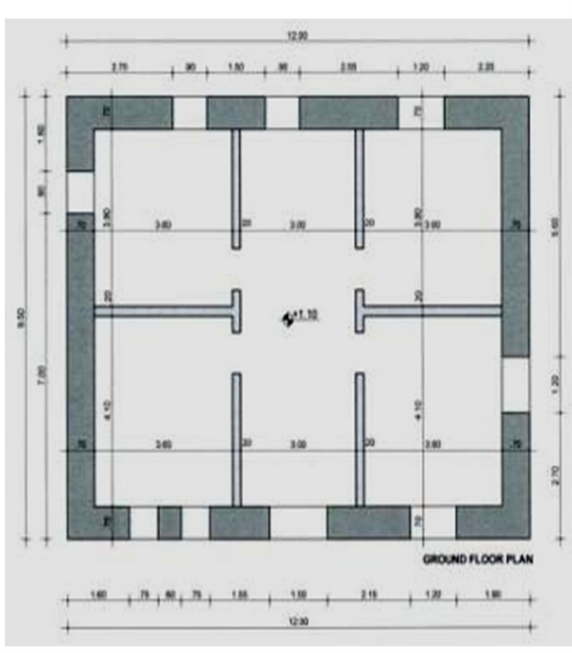
• Τοίχοι \perp σεισμό

Η καμπυλότητα που μπορεί να παραληφθεί πριν την αστοχία του εγκάρσιου τοίχου προκύπτει από την παραμόρφωση ρηγματώσεως της τοιχοποιίας:

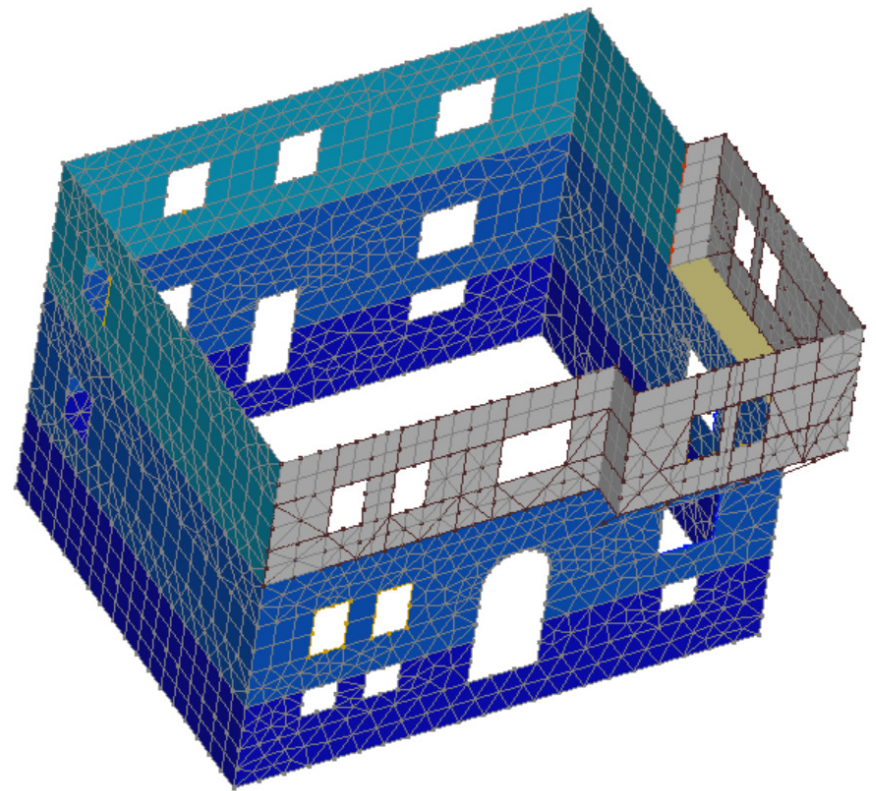
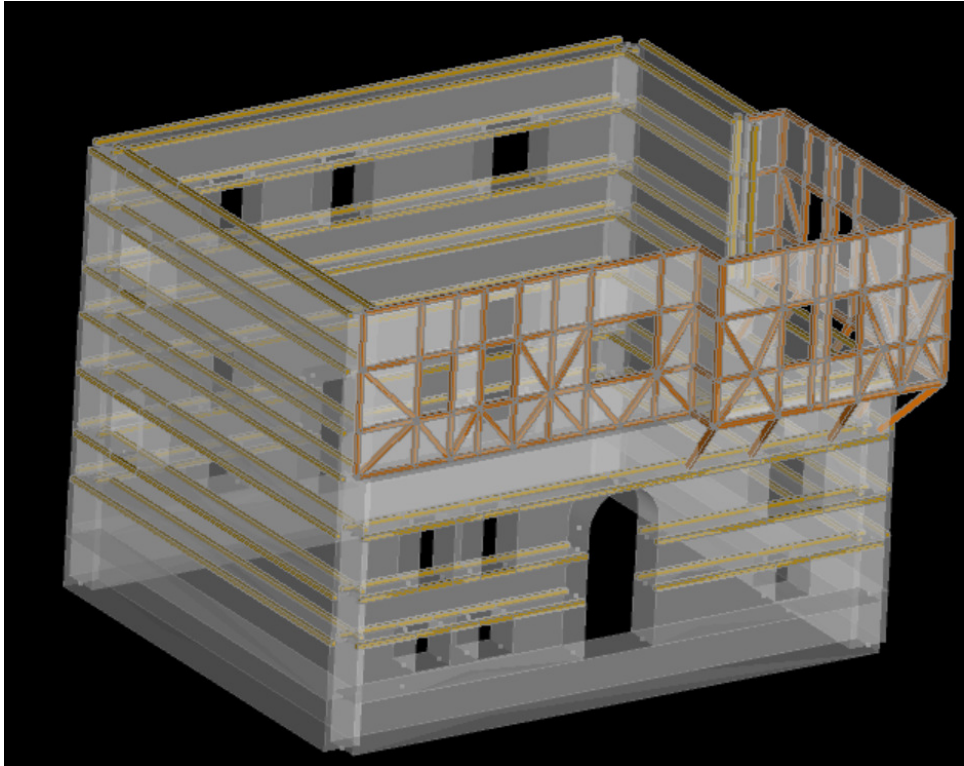
$\varphi_{cr}=2(0.1f_c'/E_w t)$, δηλ. περίπου $0.0001/t$. **Παράδειγμα: $t=0.6m \rightarrow \varphi_{cr}=1.66 \times 10^{-4}/m$**

Εάν υπάρχουν διαζώματα τότε οι τοίχοι διαθέτουν πλαστιμότητα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης: Μετά την υπέρβαση της φ_{cr} ακολουθεί ρηγματώση, όμως η αστοχία σχετίζεται με την εξάντληση της ικανότητας παραμόρφωσης της θλιβόμενης παρειάς(περίπου 0.0035): $\varphi_u = 0.0035/0.3t$

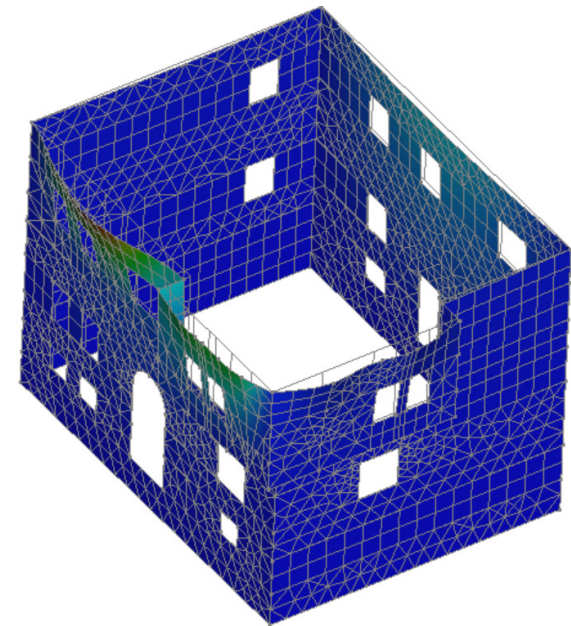
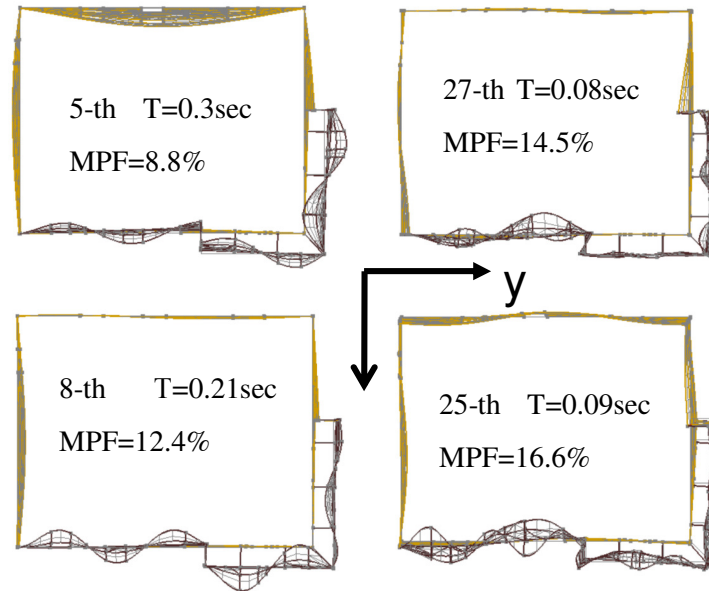
Παράδειγμα: $t=0.6m \rightarrow \varphi_u = 0.0191/m$



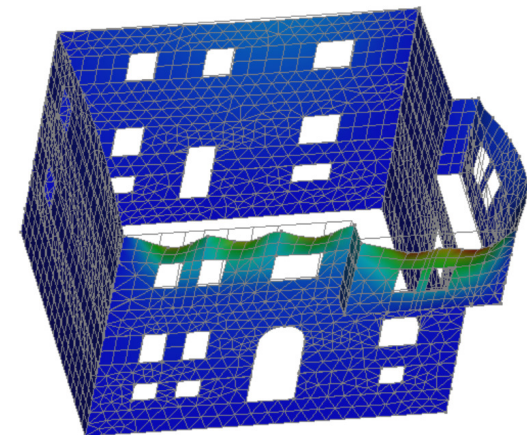
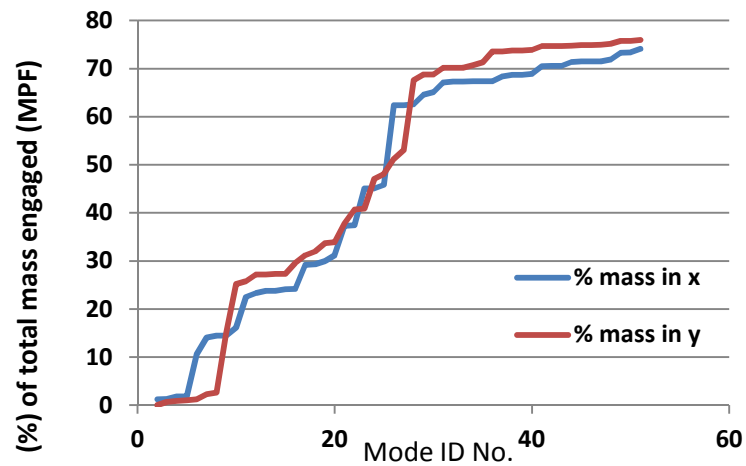
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΚΤΙΡΙΟΥ



Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση (υπέρθυση ιδιομορφών) Σεισμικότητα: II ($a_g=0.16g$)

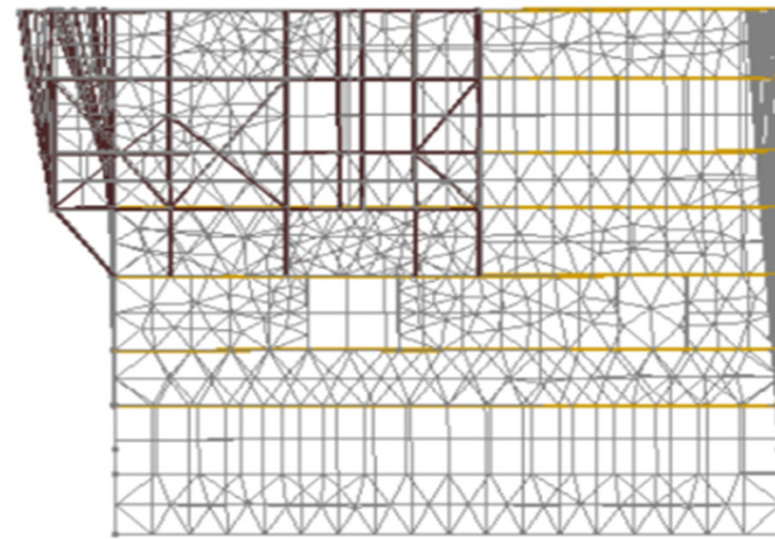
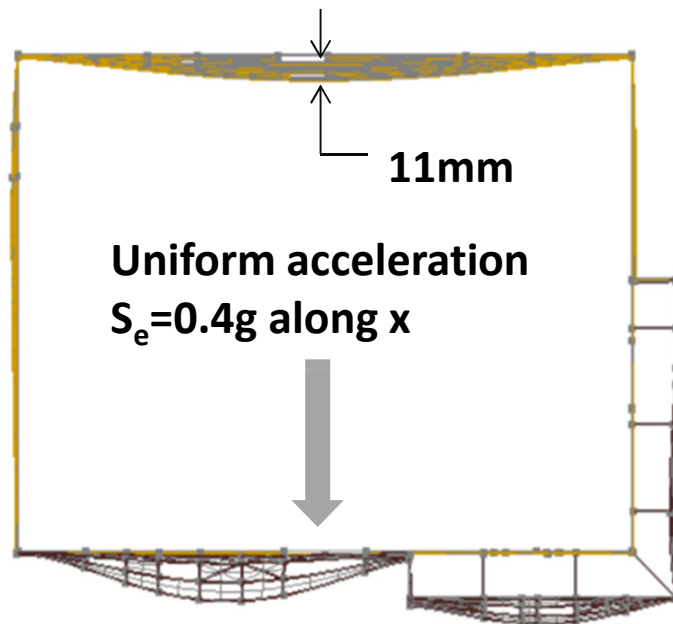
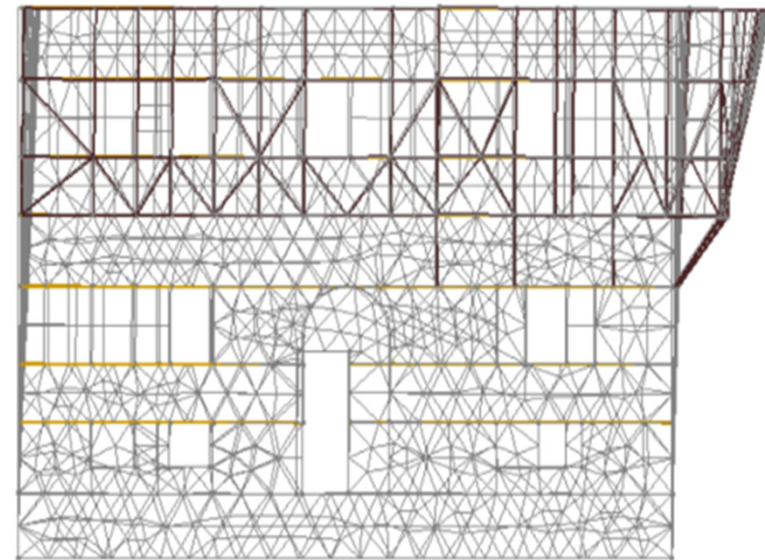
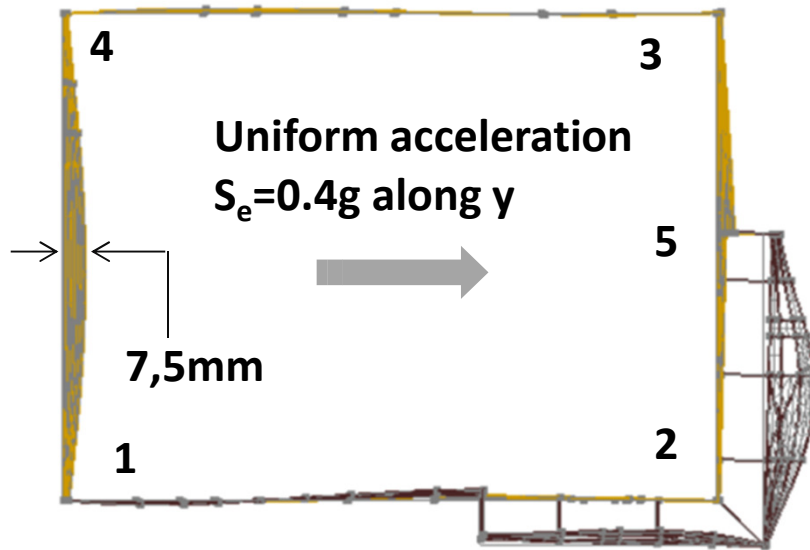


Max. Displacement = 52.53mm



Max. Displacement = 35.18mm

Ανάλυση (ψευδοστατική) με ομοιόμορφη επιτάχυνση



			G+E _x / Modal Superposition				G+E _y / Modal Superposition			
edge	z (m)	node	u (mm)	v (mm)	M _x (kNm/m)	M _y (kNm/m)	u (mm)	v (mm)	M _x (kNm/m)	M _y (kNm/m)
1	7.5	157	1,19/0,7	-0,33/1,4	0,13/0,82	0,94/4,26	0,03/0,53	2,0/2,44	-0,07/1,3	-0,13/6,72
	5.8	108	1,03/0,5	-0,19/0,76	0,08/0,15	0,35/0,64	0,04/0,4	1,42/1,38	-0,03/0,13	-0,13/0,54
	4.3	107	0,87/0,44	-0,12/0,39	22,6/22,7	2,33/9,67	0,01/0,31	1,0/0,75	-37,7/44,4	-12,94/18,4
	2.6	99	0,62/0,3	-0,04/0,2	11,77/10,3	2,6/2,3	0/0,2	0,66/0,41	-16,4/16,5	-1,97/3,78
	1.1	59	0,36/0,16	-0,01/0,09	3,9/3,63	1,74/1,5	0/0,11	0,33/0,18	-5,85/5,25	-0,66/1,62
	0	385	0/0,06	0/0,03	-2,26/1,76	0,02/1,55	0/0,04	0,11/0,05	-1,18/1,87	-4,33/3,14
2	4.3	166	0,86/0,36	0,21/0,23	-0,03/0,67	0,02/0,4	0/0,3	0,82/0,49	0,06/0,68	0,04/0,34
	2.6	539	0,60/0,23	0,11/0,16	-1,45/0,97	-0,3/3,86	0/0,18	0,59/0,33	-0,13/1,18	1,12/4,1
	1.1	50	0,34/0,12	0,05/0,08	0,55/2,33	0,56/0,57	0,01/0,09	0,32/0,16	1,94/2,34	-0,63/0,84
	0	387	0/0,05	0/0,03	-2,85/1,5	0,21/0,5	0/0,04	0,12/0,06	-1,11/1,75	1,09/0,96
3	7.5	154	1,61/0,89	-0,21/0,62	33,5/38,87	1,7/4,66	-0,28/0,63	1,45/0,81	-20,8/26,23	-0,9/3,28
	5.8	886	1,31/0,64	-0,18/0,48	32,7/27,26	6,17/5,3	-0,19/0,45	1,27/0,66	-15,95/16,5	-2,17/3,44
	4.3	116	1,0/0,44	-0,13/0,38	33,43/24,2	7,32/5,4	-0,11/0,32	1,08/0,54	-14,80/13,5	-4,0/3,32
	2.6	858	0,65/0,26	-0,08/0,25	-20,7/14,7	-4,06/2,2	-0,05/0,19	0,78/0,37	9,08/9	0,40/1,95
	1.1	47	0,34/0,12	-0,04/0,13	7,4/5,67	2,39/1,94	-0,02/0,10	0,42/0,2	-3,33/4,02	-2,13/1,44
	0	388	0/0,05	0/0,05	-1,38/2,6	1,57/1,46	-0,01/0,04	0,15/0,07	0,17/1,97	-0,15/0,96
4	7.5	147	1,28/0,74	0,02/0,52	31,65/33,13	3,29/4,8	0,13/0,51	1,46/0,87	25,95/52,65	1,55/5,25
	5.8	29	1,12/0,6	0,02/0,44	25,87/20,7	5,16/4,2	0,12/0,43	1,27/0,71	21,21/34,38	3,41/7,06
	4.3	109	0,93/0,46	0,01/0,36	-27,15/19	-5,83/4,24	0,07/0,33	0,89/0,57	-15,21/31,0	-2,37/4,93
	2.6	876	0,64/0,3	0,01/0,25	-14,81/10	-2,72/1,73	0,06/0,21	0,76/0,37	-11,72/14,2	-0,78/2,88
	1.1	40	0,32/0,14	0,0/0,13	-5,76/4	-2,22/1,59	0,03/0,1	0,42/0,19	-5,69/5,91	-1,36/1,58
	0	389	0/0,05	0/0,05	-1,68/1,97	-2,25/1,1	0,01/0,04	0,16/0,07	-1,16/2,23	1,64/1,03
5	7.5	158	1,57/0,84	1,19/8,26	0/0	0/0	-0,27/0,6	6,09/6,7	0/0	0/0
	5.8	326	1,26/0,61	0,53/5,65	0,44/1,0	0,17/6,83	-0,17/0,44	4,64/4,5	-0,52/0,61	4,84/5,2
	4.3	121	0,86/0,36	0,03/3,34	-33,4/76,3	-34,5/52,9	0/0,3	3,11/2,6	40,27/46,68	-24,4/47,26
	2.6	1262	0,60/0,24	-0,02/1,70	3,98/12,71	1,7/11,87	-0,02/0,18	1,87/1,4	-8,34/8,4	-2,46/10,84
	1.1	1190	0,32/0,12	-0,02/0,7	1,38/3,14	-0,34/8,56	0/0,09	0,88/0,6	-1,76/2,24	3,32/6,7

Μετατοπίσεις Κορυφής: Δ_{\max} :

Για σεισμό:

x-dir: 22,07mm

y-dir: 17,65mm

Συντελεστής Ασφάλειας (προαιρετικό):

Amplify results by S_d/Δ_{\max}

• For x-action: $0,025/0,022 = 1,13$

• For y-action: $0,025/0,0176 = 1,4$

Μέγιστες Τιμές Στροφής: Σεισμός κατά x:

$$\theta_{\text{plan}} = (11 - 1,28) \times 10^{-3} / (11,3/2) = 0,17\%$$

$$\theta_{\text{sh}} = 1,61 \times 10^{-3} / 7,5 = 0,02\%$$

$$\theta_{\text{fl}} = 11 \times 10^{-3} / 7,5 = 0,14\%$$

Μέγιστες Τιμές Στροφής: Σεισμός κατά y:

$$\theta_{\text{plan}} = (7,5 - 1,46) \times 10^{-3} / (8,8/2) = 0,13\%$$

$$\theta_{\text{sh}} = 2 \times 10^{-3} / 7,5 = 0,026\%$$

$$\theta_{\text{fl}} = 7,5 \times 10^{-3} / 7,5 = 0,1\%$$

Κύρια Συμπεράσματα:

Ροπές ρηγματώσεως: 7 kN-m/m στον άνω όροφο, 16 kN-m/m at the base.

Εκτιμώμενος λόγος μέγιστης ροπής προς ροπή ρηγματώσεως:
 $q=3$ για σεισμό κατά x

Πολλαπλασιάζω την μέγιστη στροφή με συντελεστή $(3^2+1)/(2 \cdot 3)=1,67$
 $\theta_{plan}=0,17\% \cdot 1,67 = 0,29\%$, $\theta_{sh}=0,02\% \cdot 1,67=0,035\%$ και $\theta_{fl}=0,14\% \cdot 1,67=0,24\%$.

Αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα $2 \approx 0.29\%/0.15\%$

(εντός των δυνατοτήτων της ξυλόπηκτης τοιχοποιίας

Η απαίτηση είναι πολύ ψηλότερη στο "σαχνισί" – 'ερκερ" – αλλά σε εκείνο το σημείο λόγω πύκνωσης των ξυλοδεσιών είναι μεγαλύτερη και η παραμορφωσιμότητα.

-Η μέθοδος με το ομοιόμορφο πεδίο επιταχύνσεων δίνει αξιόπιστα το σχήμα παραμόρφωσης – αντίθετα η υπέρθεση των ιδιομορφών οδηγεί σε υπερβολικά συντηρητικά εκτός κλίμακας αποτελέσματα.

-Είναι εφικτό με απλές μεθόδους να αποτιμήσουμε την σεισμική ικανότητα των πετρόκτιστων κτιρίων, παρά την πολυπλοκότητα που παρουσιάζουν λόγω συνέχειας του φορέα.