

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ Ε.Μ.Π.
ΣΤΗΝ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥΠΟΛΗ ΖΩΓΡΑΦΟΥ**

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ



Ι. Ψαράς, Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Β. Γκεσούλη, Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Σύμβουλος: Χ. Γαντές, Αναπλ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Φεβρουάριος 2011

Περιεχόμενα	1
1. Εισαγωγή	2
1.1 Αντικείμενο	2
1.2 Συλλογή στοιχείων	2
1.3 Ομάδα εργασίας	14
1.4 Επί τόπου επισκέψεις	14
1.5 Ευχαριστίες	15
2. Περιγραφή υπάρχουσας κατάστασης	15
3. Παραδοχές	21
4. Μεθοδολογία αντιμετώπισης	22
4.1 Έλεγχος σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985	22
4.2 Έλεγχος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	24
4.3 Επιλογή κανονισμού ελέγχου	24
4.4 Βασικές παράμετροι	25
5. Περιγραφή προσομοιώματος	28
5.1 Γενικά – γεωμετρία	28
5.2 Προσομοίωση επιφανειακών στοιχείων	32
5.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων	32
5.4 Φορτία	33
5.4.1 Βασικές φορτίσεις	33
5.4.2 Συνδυασμοί φόρτισης	35
5.4.3 Εισαγωγή φορτίων στο προσομοίωμα	36
6. Ανάλυση	45
7. Έλεγχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ.	49
7.1 Δείκτες ανεπάρκειας λ σε κάμψη και τέμνουσα	49
7.2 Έλεγχος σε ικανοτική τέμνουσα	61
7.3 Γενικοί έλεγχοι - Επιλογή μεθόδου ανάλυσης	62
7.3.1 Εφαρμοσιμότητα ελαστικής στατικής ανάλυσης	63
7.3.1.1 Μορφολογική κανονικότητα κτιρίου	63
7.3.1.2 Έλεγχος εφαρμοσιμότητας ελαστικής στατικής ανάλυσης	66
7.3.2 Εφαρμοσιμότητα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης	69
8. Επίδραση τοιχοπληρώσεων	70
9. Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας	74
10. Συμπεράσματα	75
Παραρτήματα	
Υπάρχοντες οπλισμοί υποστυλωμάτων	
Υπάρχοντες οπλισμοί δοκών	
Αποτελέσματα ελέγχων ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ελαστική στατική ανάλυση $q=1.0$)	

1. Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο

Αντικείμενο της παρούσας μελέτης αποτελεί ο έλεγχος της στατικής και αντισεισμικής επάρκειας του Κτιρίου Υδραυλικής του Ε.Μ.Π. που βρίσκεται στην Πολυτεχνειούπολη Ζωγράφου. Κίνητρο για τη διενέργεια του παραπάνω ελέγχου αποτέλεσε το γεγονός της παρουσίας αρκετών οικοδομικών προβλημάτων σε συνδυασμό και με την παλαιότητα του κτιρίου, που οδήγησαν σε σχετικό αίτημα από τον Τομέα Υδατικών Πόρων και Περιβάλλοντος προς την Πρυτανεία του Ε.Μ.Π.

Πρόκειται για κτίριο του οποίου η στατική μελέτη χρονολογείται μεταξύ 1952 και 1955, ενώ υπάρχουν και κάποια αρχιτεκτονικά σχέδια του 1958, τα οποία πιθανολογείται ότι είναι σχέδια «as built». Η ακριβής περίοδος κατασκευής δεν είναι γνωστή, πάντως το κτίριο έχει συμπληρώσει περισσότερα από 50 χρόνια ζωής.

Επισημαίνεται ότι το στατικώς ανεξάρτητο τμήμα της αίθουσας πειραμάτων του Εργαστηρίου Υδραυλικής, το οποίο επικοινωνεί εσωτερικά με το κτίριο Υδραυλικής, δεν αποτέλεσε αντικείμενο της παρούσας μελέτης.

1.2 Συλλογή στοιχείων

Από την Τεχνική Υπηρεσία του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δόθηκαν στην ομάδα της παρούσας μελέτης όσα στοιχεία ήταν διαθέσιμα, τα οποία καταγράφονται στον Πίνακα 1 που ακολουθεί. Επισημαίνεται ότι τα περισσότερα από τα σχέδια αυτά έχουν ψηφιοποιηθεί και δόθηκαν τόσο σε έντυπη όσο και σε ηλεκτρονική μορφή. Η αρχική μελέτη του κτιρίου υπογράφεται από τον πολιτικό μηχανικό Μ. Γιαννετάκη.

Πίνακας 1 Διαθέσιμα σχέδια αρχικής στατικής μελέτης

Τίτλος σχεδίου	Χρονολογία σύνταξης	Αριθμός σχεδίου	Όνομα αρχείου
Διάγραμμα εκσκαφών	19-06-1952	IB-339	
Ευλότυπος θεμελίωσης	19-06-1952	IB-340	
Ευλότυπος οροφής υπογείου	19-06-1952	IB-341	2.tif
Ευλότυπος οροφής ισογείου	09-12-1952	IB-342	4.tif
Ευλότυπος οροφής Α' ορόφου	31-12-1954	IB-362	1.tif
Ευλότυπος οροφής Β' ορόφου	24-02-1955	IB-364	3.tif
Ευλότυπος οροφής Γ' ορόφου	31-03-1955	IB-366	4.tif
Ευλότυπος οροφής Δ' ορόφου	-		

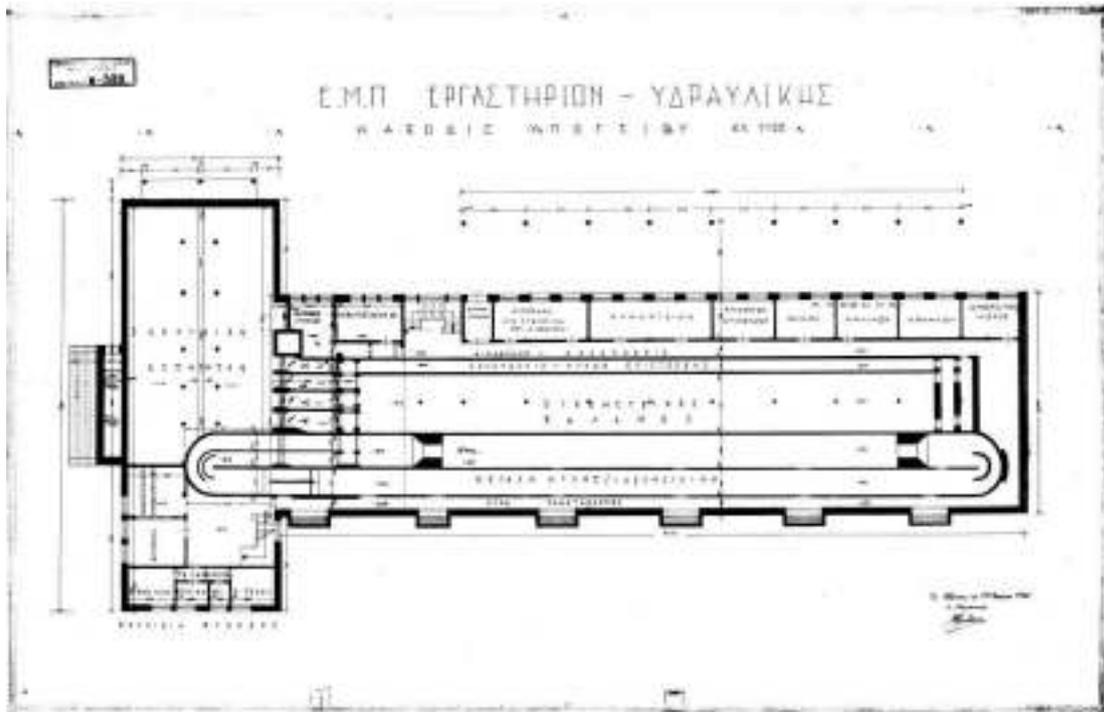
Λεπτομέρεια κατασκευής φωταγωγού	30-05-1955	IB-371	10.tif
Σιδηρά στέγη φωταγωγού	01-06-1955	IB-379	

Πίνακας 2 Διαθέσιμα σχέδια αρχικής αρχιτεκτονικής μελέτης

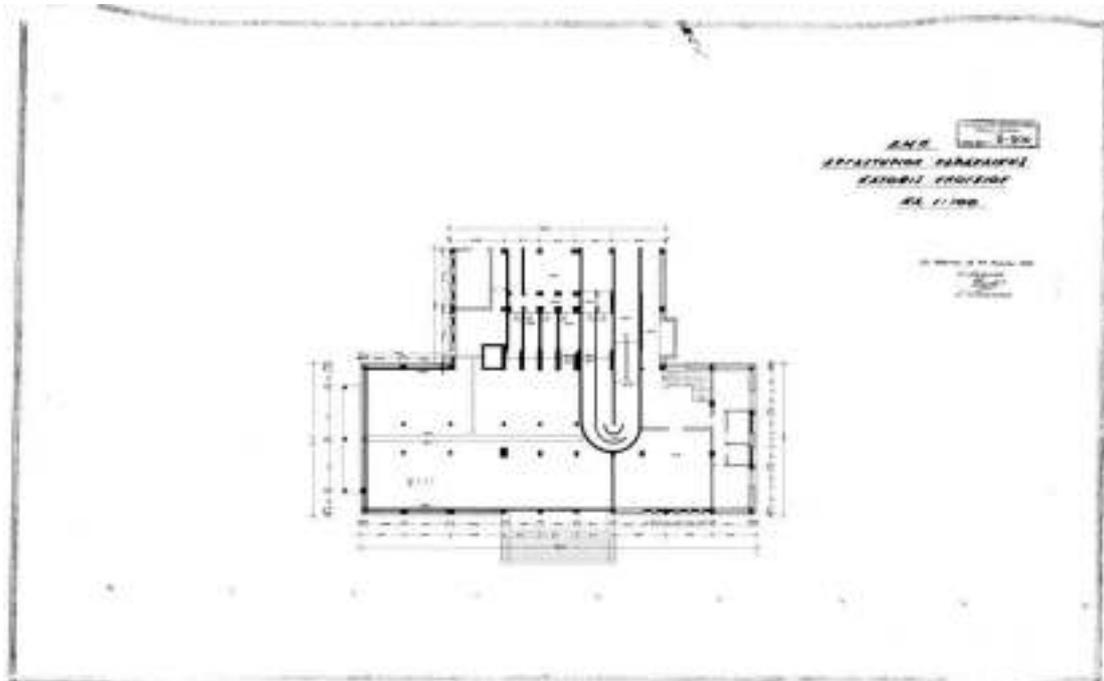
Σχέδιο αρχιτεκτονικής μελέτης	Χρονολογία σύνταξης	Αριθμός σχεδίου	Όνομα αρχείου
Κάτοψη υπογείου	19-06-1952	II-328	3.tif
Κάτοψη υπογείου	30-06-1955	II-509	5.tif
Κάτοψη υπογείου	Ιούλιος 1958	II-641	2.tif
Κάτοψη ισογείου	Ιούλιος 1958	II-642	1.tif
Κάτοψη Α' ορόφου	30-06-1955	II-501α	4.tif
Κάτοψη Α' ορόφου	Νοέμβριος 1956	II-501β	6.tif
Κάτοψη Β' ορόφου	30-06-1955	II-502α	9.tif
Κάτοψη Γ' ορόφου	Ιούλιος 1958	II-621	7.tif
Κάτοψη Δ' ορόφου	Ιούλιος 1958	II-622	8.tif
Όψη από της οδού - Μεσημβρινή	17-05-1955	II-491α	2.tif
Όψη δυτική	17-05-1955	II-490α	3.tif
Όψη ανατομική	17-05-1955	II-489α	5.tif
Όψη βορεινή	17-05-1955	II-510	4.tif
Κατά μήκος τομή	17-05-1955	II-499α	1.tif
Τομές	17-9-1952	II-332δ	6.tif

Στην Τεχνική Υπηρεσία του Ε.Μ.Π. υπάρχουν περισσότερα σχέδια, τα οποία η ομάδα εργασίας είχε τη δυνατότητα να μελετήσει, όπως προοπτικό και σχέδια των υδραυλικών εγκαταστάσεων. Τα σχέδια αυτά δεν κρίθηκαν χρήσιμα για την παρούσα μελέτη. Τα σχέδια που το αφορούν το στατικώς ανεξάρτητο τμήμα της αίθουσας πειραμάτων δεν μνημονεύονται.

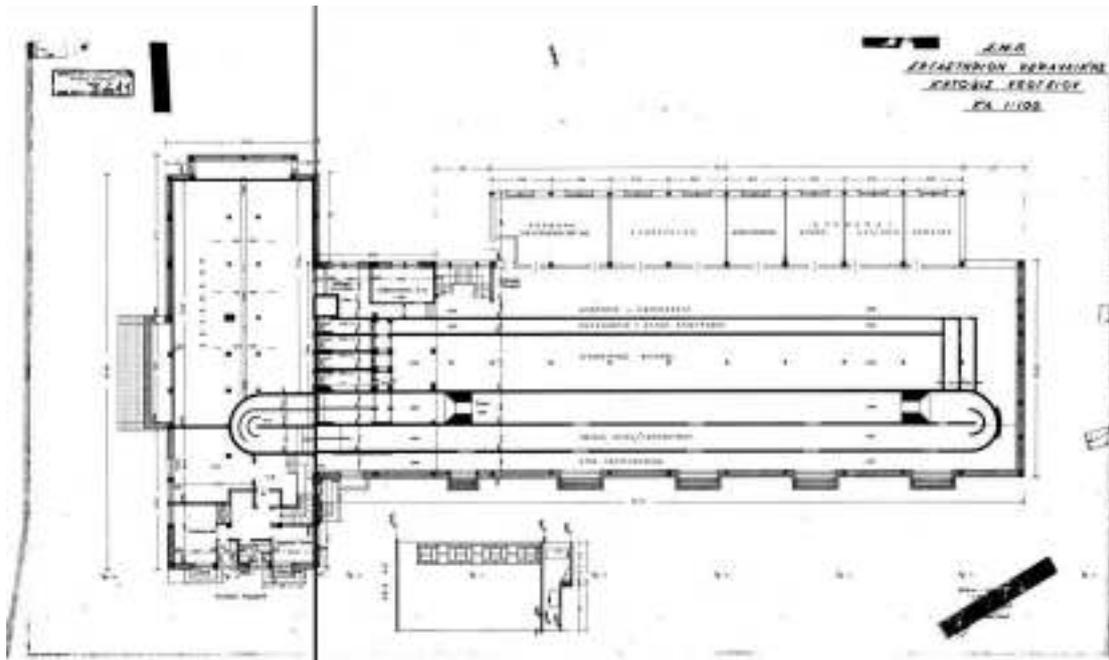
Για λόγους πληρότητας, τα σχέδια που χρησιμοποιήθηκαν απεικονίζονται στα Σχήματα 1 ως 21 που ακολουθούν.



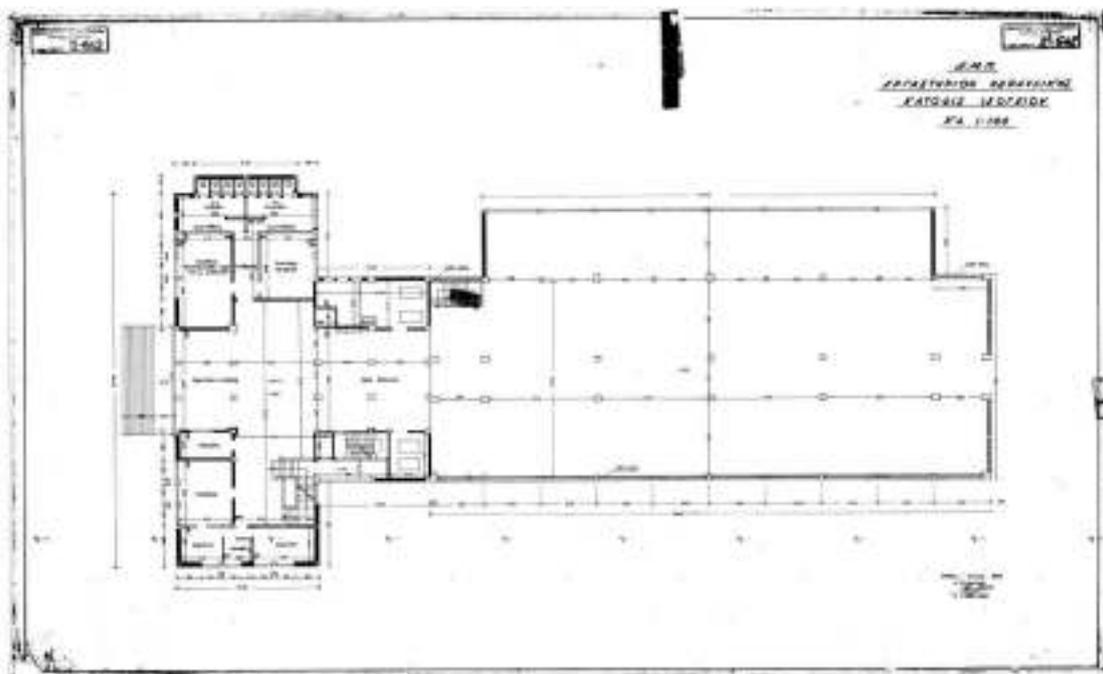
Σχήμα 1: Κάτοψη υπογείου, ημερομηνία σύνταξης 19-06-1952, Αριθμός Σχεδίου ΠΙ-328



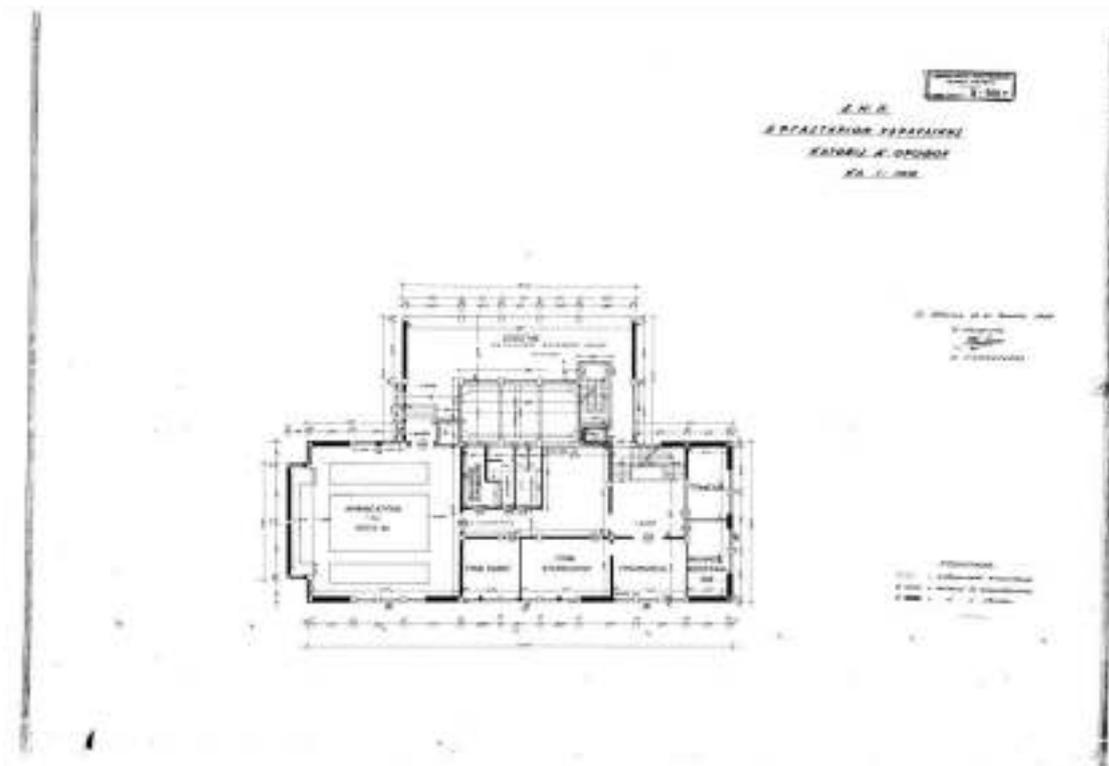
Σχήμα 2: Κάτοψη υπογείου, ημερομηνία σύνταξης 30-06-1955, Αριθμός σχεδίου ΠΙ-509



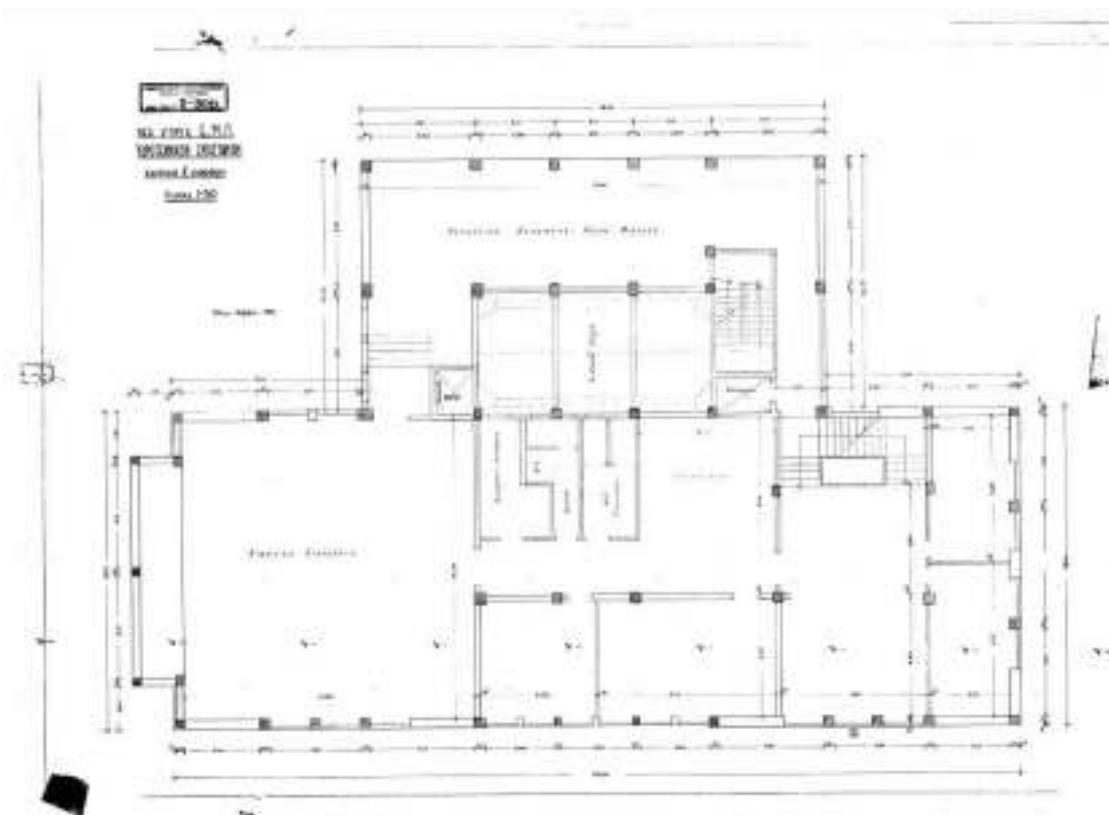
Σχήμα 3: Κάτοψη υπογείου, ημερομηνία σύνταξης Ιούλιος 1958, Αριθμός σχεδίου ΠΙ-641



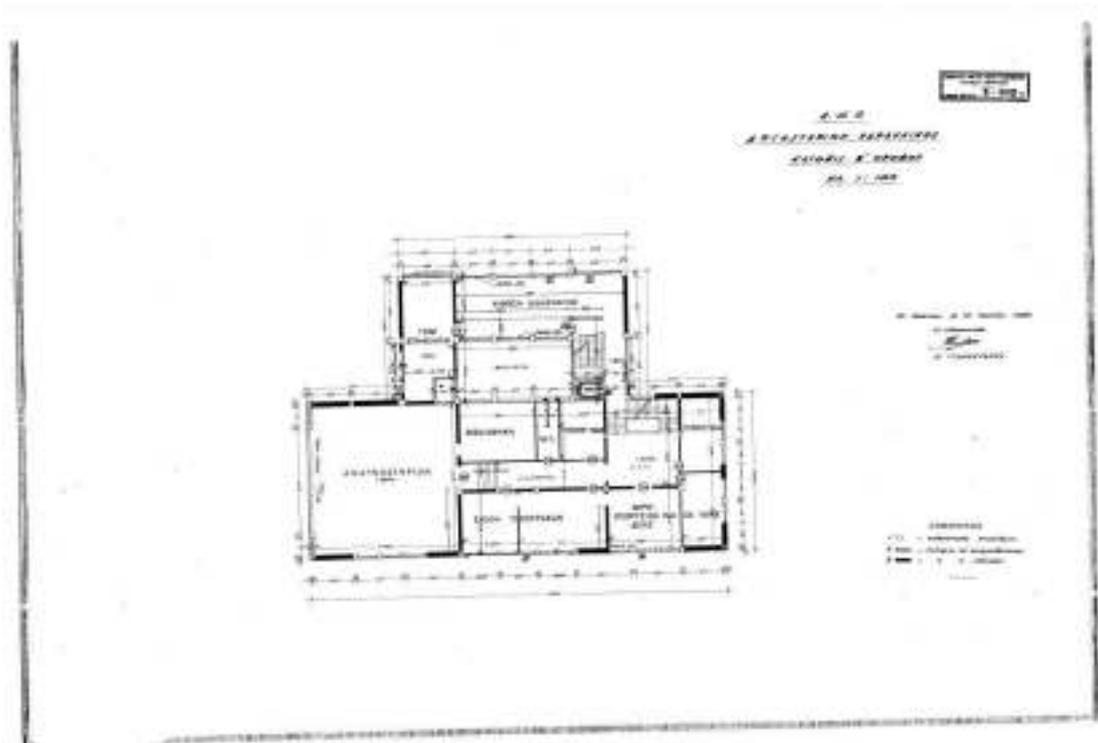
Σχήμα 4: Κάτοψη ισογείου, ημερομηνία σύνταξης Ιούλιος 1958, Αριθμός σχεδίου ΠΙ-642



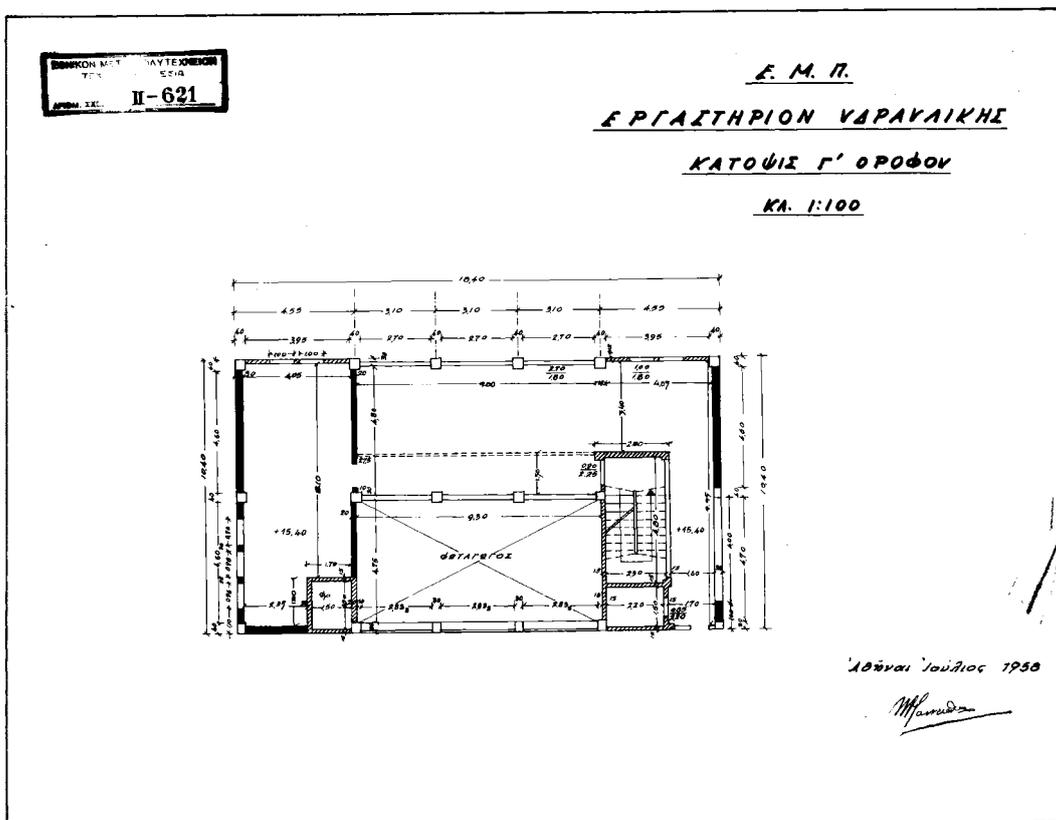
Σχήμα 5: Κάτοψη Α΄ ορόφου, ημερομηνία σύνταξης 30-06-1955, Αριθμός σχεδίου Π-501α



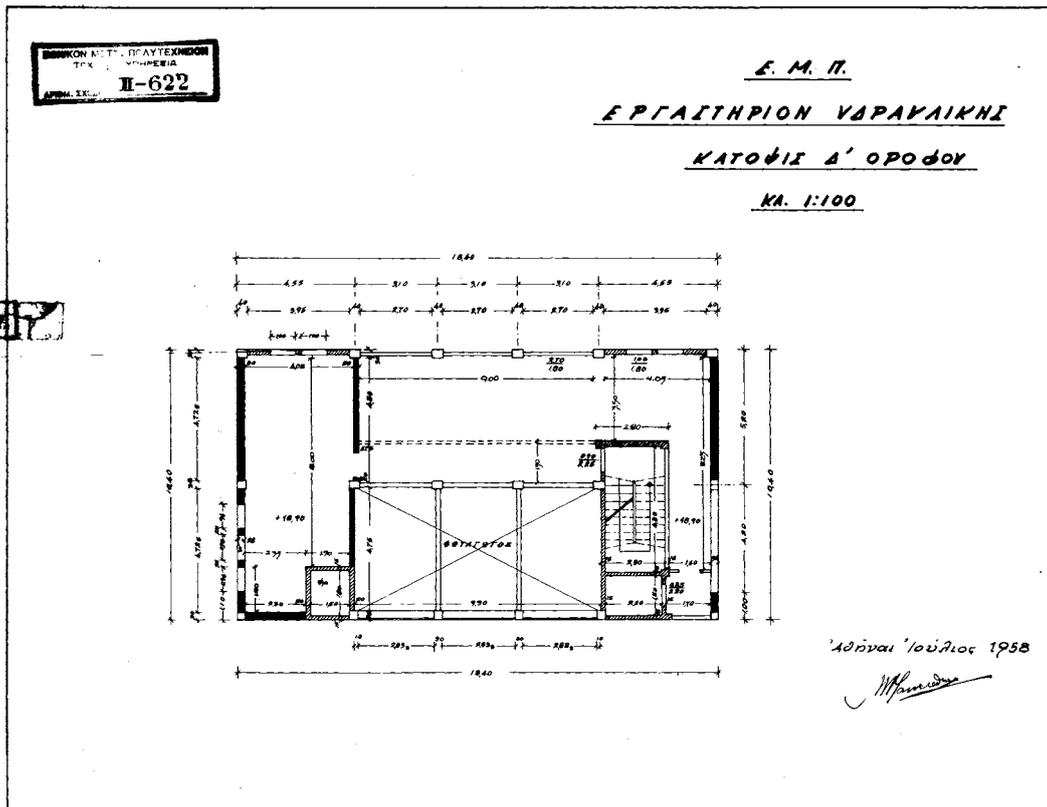
Σχήμα 6: Κάτοψη Α΄ ορόφου, ημερομηνία σύνταξης Νοέμβριος 1956, Αριθμός σχεδίου Π-501β



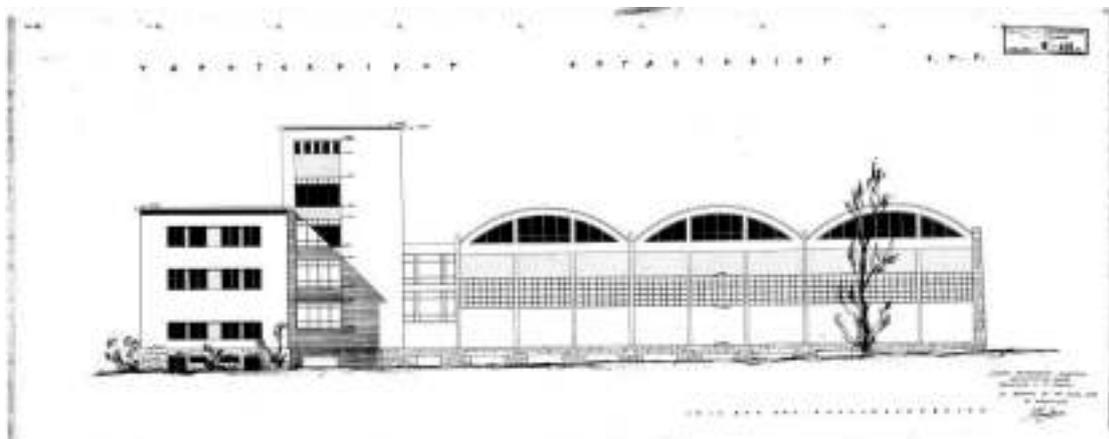
Σχήμα 7: Κάτοψη Β' ορόφου, ημερομηνία σύνταξης 30-06-1955, Αριθμός σχεδίου Π-502^α



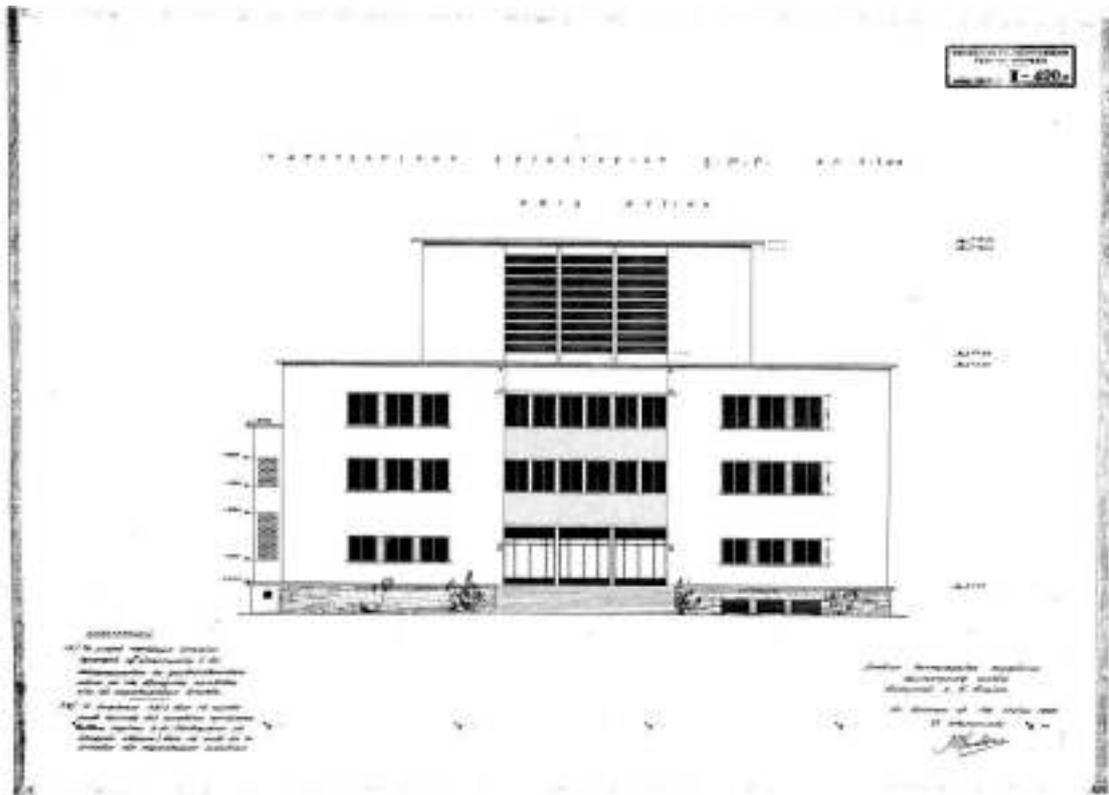
Σχήμα 8: Κάτοψη Γ' ορόφου, ημερομηνία σύνταξης Ιούλιος 1958, Αριθμός σχεδίου Π-621



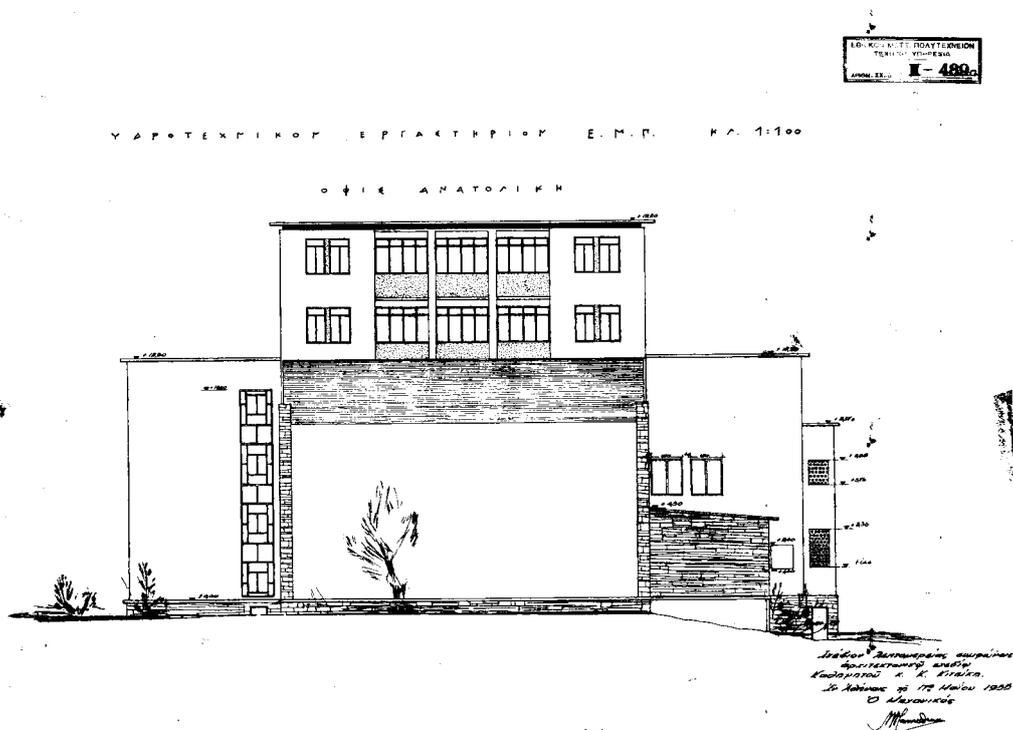
Σχήμα 9: Κάτοψη Δ' ορόφου, ημερομηνία σύνταξης Ιούλιος 1958, Αριθμός σχεδίου Π-621



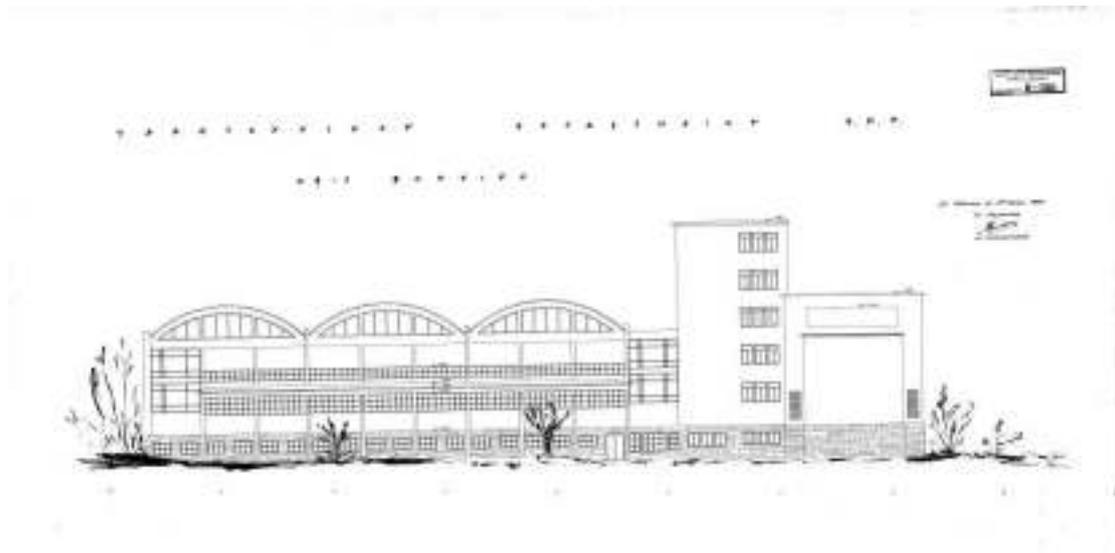
Σχήμα 10: Όψη από της οδού - Μεσημβρινή, ημερομηνία σύνταξης 17-05-1955, Αριθμός σχεδίου Π-491α



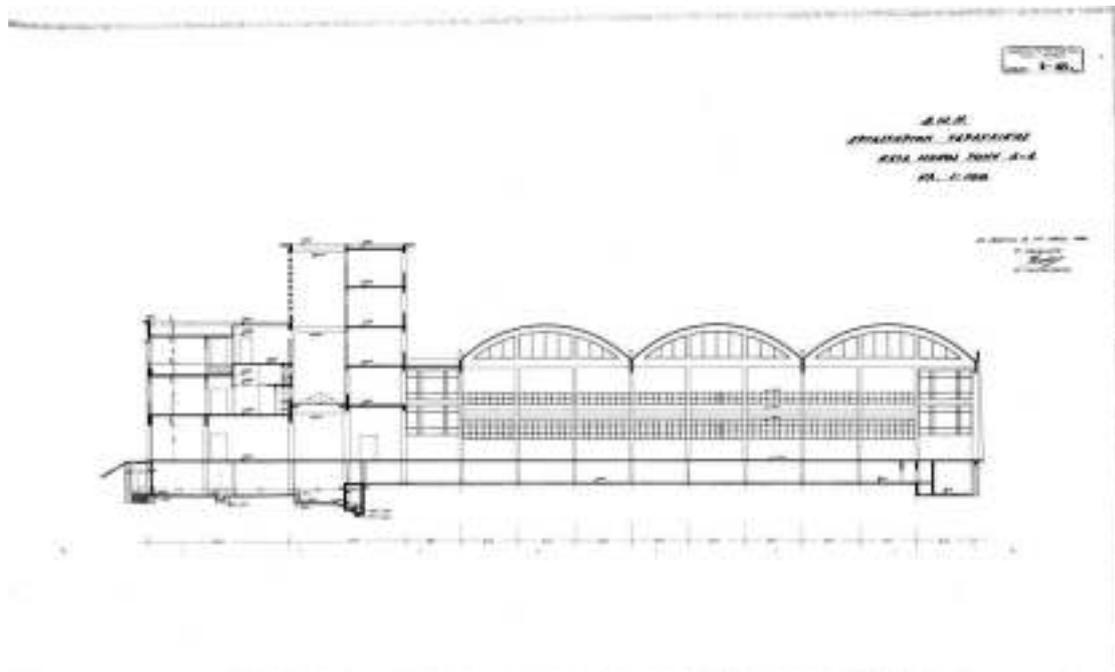
Σχήμα 11: Όψη δυτική, ημερομηνία σύνταξης 17-05-1955, Αριθμός σχεδίου Π-490^α



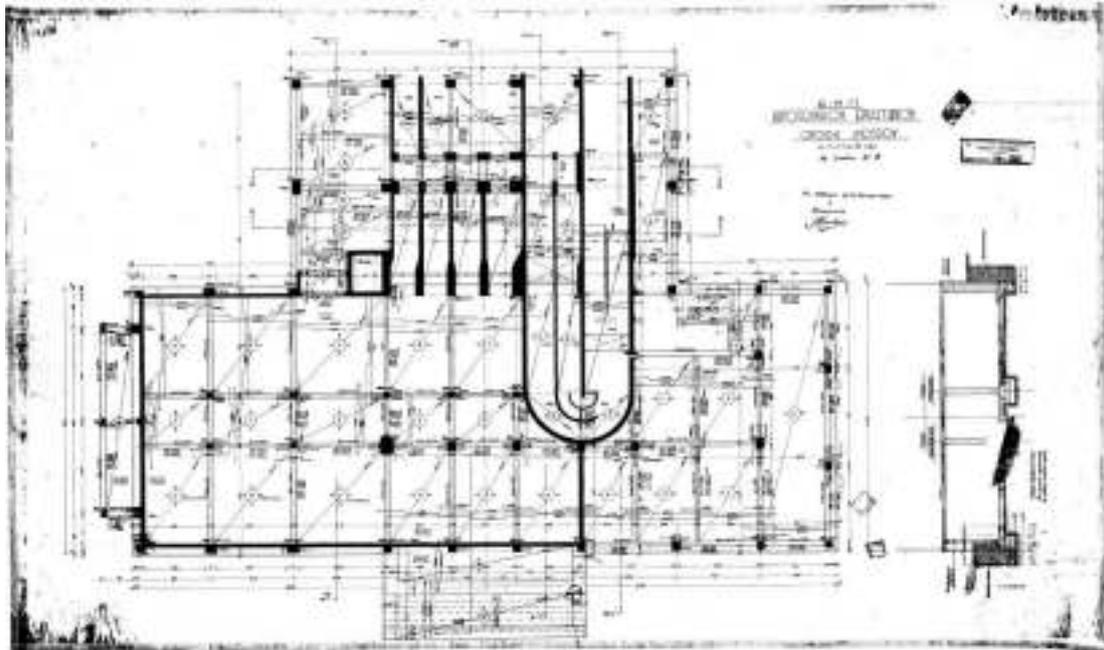
Σχήμα 12: Όψη ανατολική, ημερομηνία σύνταξης 17-05-1955, Αριθμός σχεδίου Π-489^α



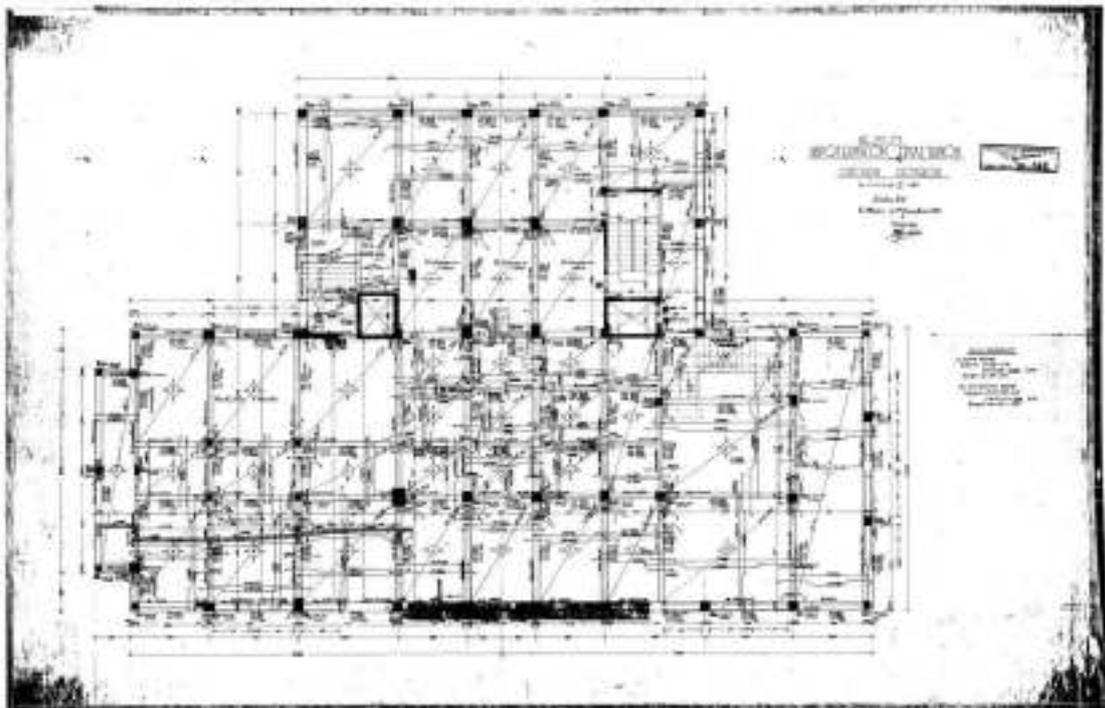
Σχήμα 13: Όψη βορεινή, ημερομηνία σύνταξης 17-05-1955, Αριθμός σχεδίου II-510



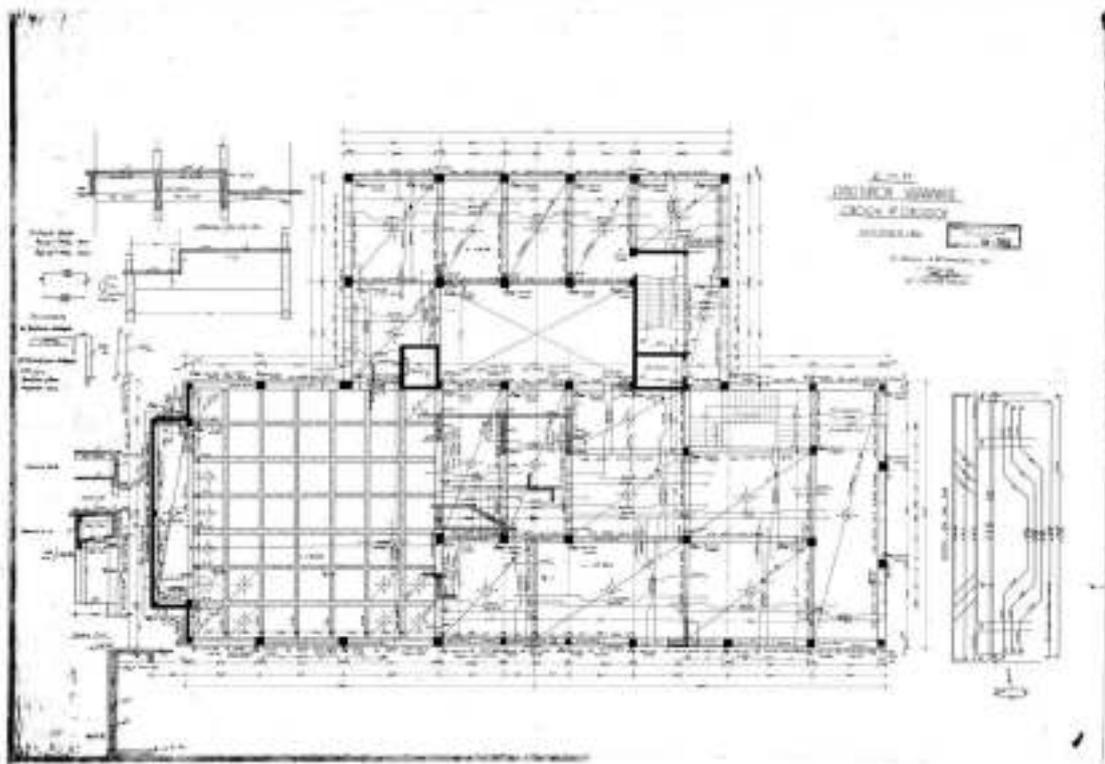
Σχήμα 14: Κατά μήκος τομή, ημερομηνία σύνταξης 17-05-1955, Αριθμός σχεδίου II-499α



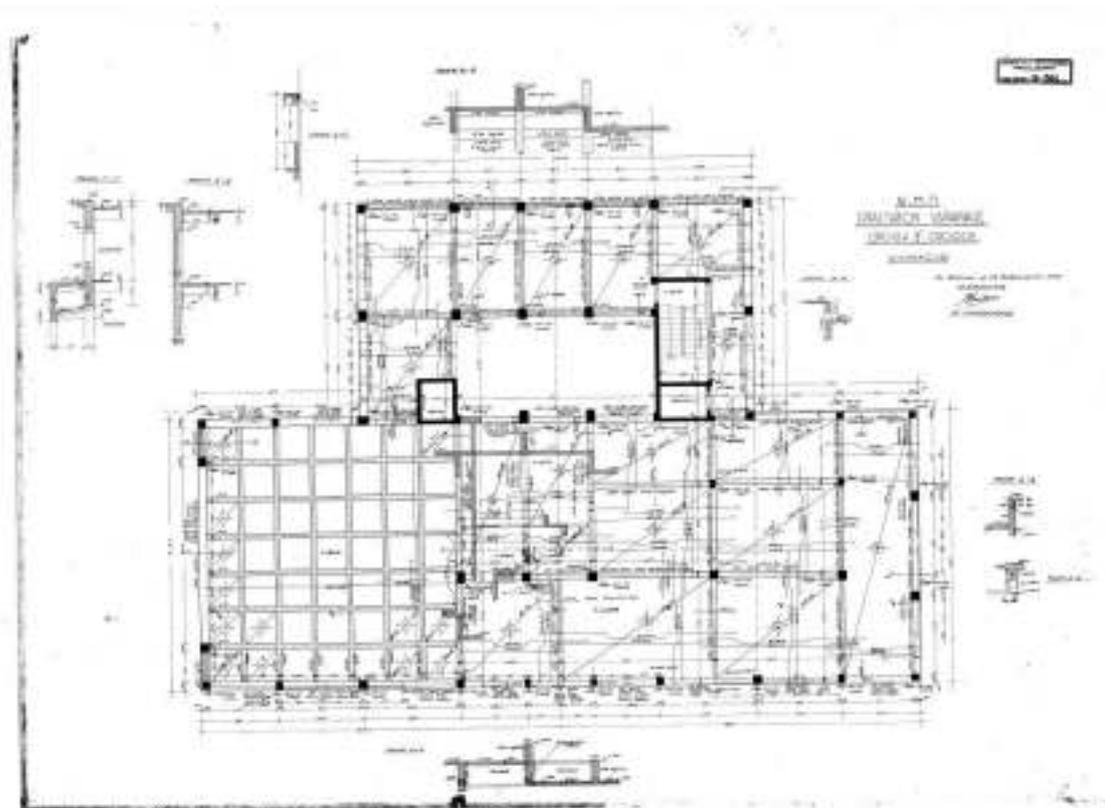
Σχήμα 16: Ευλότυπος οροφής υπογείου, ημερομηνία σύνταξης 19-06-1952
Αριθμός Σχεδίου IB-341



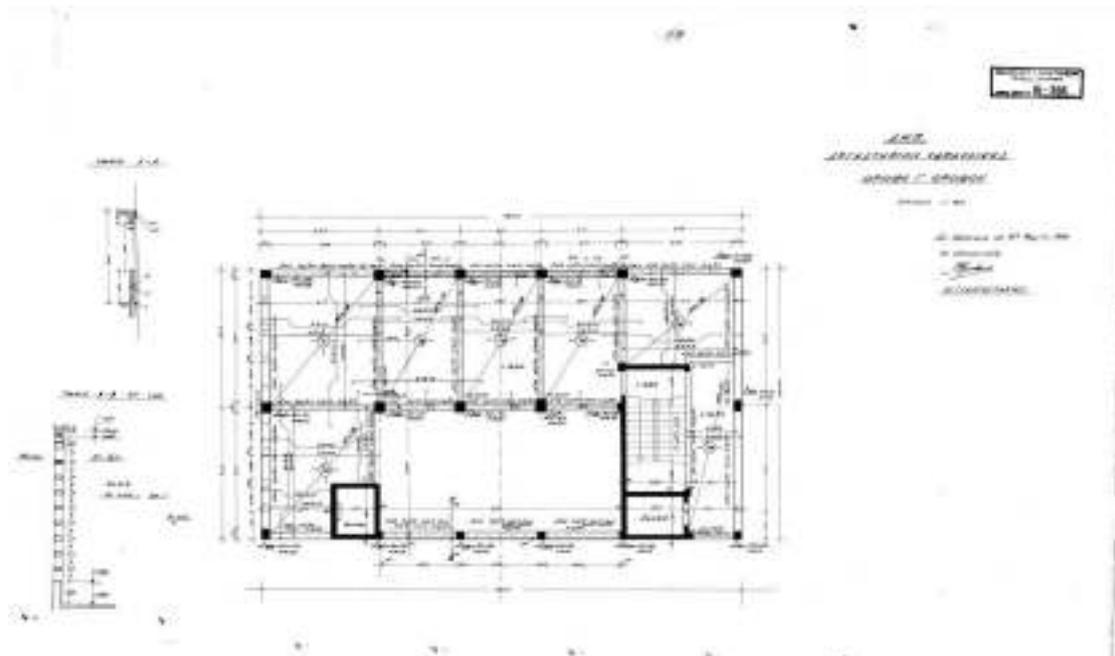
Σχήμα 17: Ευλότυπος οροφής ισογείου, ημερομηνία σύνταξης 09-12-1952
Αριθμός Σχεδίου IB-342



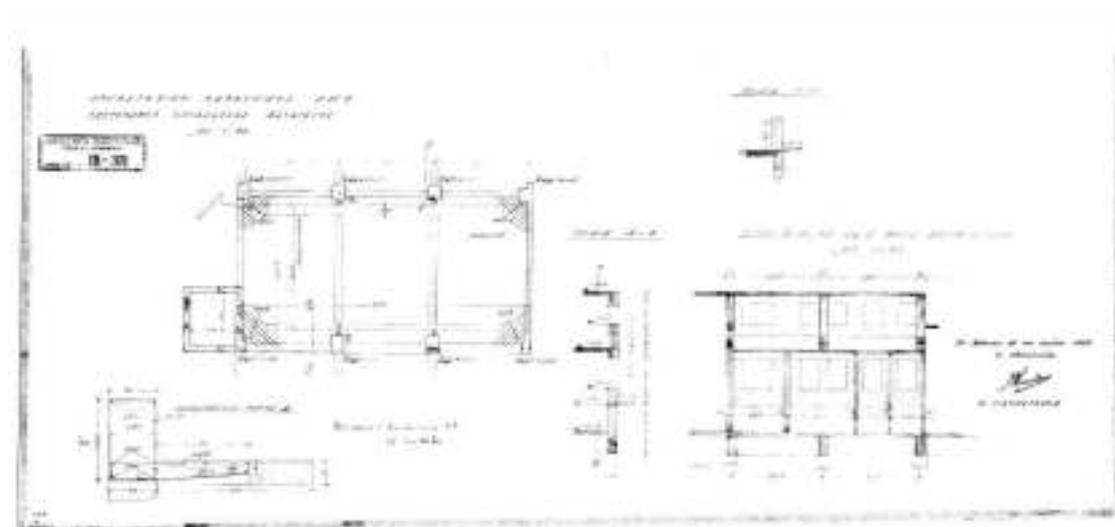
Σχήμα 18: Ευλότυπος οροφής Α ορόφου, ημερομηνία σύνταξης 31-12-1954
Αριθμός Σχεδίου IB-362



Σχήμα 19: Ευλότυπος οροφής Β' ορόφου, ημερομηνία σύνταξης 24-02-1955
Αριθμός Σχεδίου IB-364



Σχήμα 20: Ευλότυπος οροφής Γ' ορόφου, ημερομηνία σύνταξης 31-03-1955
Αριθμός Σχεδίου IB-366



Σχήμα 21: Λεπτομέρεια κατασκευής φωταγωγού, ημερομηνία σύνταξης
Αριθμός Σχεδίου 30-05-1955 IB-371

1.3 Ομάδα εργασίας

Η παρούσα μελέτη εκπονήθηκε από τους Πολιτικούς Μηχανικούς Ε.Μ.Π. Ιωάννη Ψαρά και Βασιλική Γκεσούλη, υπό την παρακολούθηση του Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Χάρη Γαντέ.

1.4 Επί τόπου επισκέψεις

Πραγματοποιήθηκαν δύο επί τόπου επισκέψεις στις 5/12/2010 και στις 14/12/2010. Κατά τις επισκέψεις πραγματοποιήθηκε δειγματοληπτική

αρχιτεκτονική αποτύπωση και διαπιστώθηκε ότι τα σχέδια της αρχικής μελέτης έχουν εφαρμοστεί επακριβώς, όσον αφορά τη γεωμετρία των δομικών στοιχείων.

1.5 Ευχαριστίες

Ευχαριστίες εκφράζονται στον Καθηγητή Ε.Μ.Π. και Διευθυντή του Τομέα Υδατικών Πόρων και Περιβάλλοντος κ. Δημήτρη Κουτσογιάννη για την καθοδήγηση του και την δυνατότητα πρόσβασης των μελών της ομάδας εργασίας στους χώρους του κτιρίου, καθώς και στην Αρχιτέκτονα Μηχανικό κ. Μαρία Χλωρού της Τεχνικής Υπηρεσίας του ΕΜΠ για τη διάθεση των σχεδίων του κτιρίου.

2. Περιγραφή υπάρχουσας κατάστασης

Το κτίριο στεγάζει σήμερα τα εργαστήρια Εφαρμοσμένης Υδραυλικής, Υγειονομικής Τεχνολογίας και Υδρολογίας και Αξιοποίησης Υδατικών Πόρων του Τομέα Υδατικών Πόρων και Περιβάλλοντος της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. Λειτουργεί ως χώρος διδασκαλίας, ενώ διαθέτει εργαστήρια και αίθουσες γραφείων.

Το κτίριο αποτελεί το παλαιότερο στην Πολυτεχνειούπολη του Ζωγράφου και παρουσιάζει σήμερα αρκετά εμφανή οικοδομικά προβλήματα. Αποτέλεσμα αυτών των προβλημάτων αλλά και της ανησυχίας των χρηστών λόγω της παλαιότητας του κτιρίου, ήταν να διατυπωθεί αίτημα ελέγχου της φέρουσας ικανότητάς του από τον Τομέα Υδατικών Πόρων και Περιβάλλοντος προς την Πρυτανεία του Ε.Μ.Π.

Μια αντιπροσωπευτική εικόνα της υπάρχουσας κατάστασης αποτυπώνεται στις φωτογραφίες που ακολουθούν. Από τις επιτόπου επισκέψεις δεν διαπιστώθηκαν εμφανή στατικά προβλήματα.



Φωτογραφία 1 Κόρια όψη κτιρίου υδραυλικής



Φωτογραφία 2 Πλευρική όψη (βορεινή)



Φωτογραφία 3 Πλευρική όψη (μεσημβρινή)



Φωτογραφία 4 Φωταγωγός στην οροφή ισογείου



Φωτογραφία 5 Θέση μεταλλικών δεξαμενών στην οροφή ισογείου



Φωτογραφία 6 Αντισεισμικός αρμός των δύο στατικώς ανεξάρτητων κτιρίων



Φωτογραφία 7 Στοά παρατηρήσεων στο υπόγειο



Φωτογραφία 8 Μικρή βλάβη σε στήριξη δοκού για διέλευση καλωδίων στην οροφή υπογείου



Φωτογραφία 9 Διαδοκίδες οροφής Γ' και Δ' ορόφου



Φωτογραφία 10 Απόληξη κλιμακοστασίου (οροφή Δ' ορόφου)

3. Παραδοχές

Στα σχέδια της αρχικής στατικής μελέτης του κτιρίου δεν αναγράφονται παραδοχές. Οι παραδοχές επομένως που υιοθετήθηκαν για τους ελέγχους επάρκειας που ακολουθούν έγιναν από την ομάδα εργασίας. Η ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα πιστοποιήθηκε και από δειγματοληπτικούς επιτόπου και εργαστηριακούς ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν από Ομάδα του Εργαστηρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος του Ε.Μ.Π. υπό τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Χρήστο Ζέρη.

Υλικά

Σκυρόδεμα	B160
Χάλυβας	StI

Επισημαίνεται ότι στις εργαστηριακές δοκιμές παρατηρήθηκε αρκετά μεγάλη διασπορά των αντοχών των δοκιμών σκυροδέματος. Η ποιότητα σκυροδέματος αξιολογήθηκε εργαστηριακά ως C12/16 κατά τους σημερινούς κανονισμούς. Λαμβάνοντας υπόψη και την εποχή κατασκευής του κτιρίου, τελικώς έγινε παραδοχή ποιότητας B160 (κατά τους γερμανικούς κανονισμούς DIN που ίσχυαν την εποχή εκείνη). Σημειώνεται ότι πιθανές διαφορετικές παραδοχές για την ποιότητα σκυροδέματος δεν θα είχαν σημαντική επίδραση στα συμπεράσματα της παρούσας διερεύνησης.

Φορτία

Ειδικό βάρος σκυροδέματος	25kN/m ³
Ειδικό βάρος νερού	10kN/m ³
Μπατική οπτοπλινθοδομή	3.60kN/m ²
Δρομική οπτοπλινθοδομή	2.10kN/m ²
Επικάλυψη	1.00kN/m ²
Ωφέλιμο φορτίο	2.00kN/m ²
Δώματος	2.00 kN/m ²
Κλιμακοστάσια	3.50kN/m ²
Χώρος συνάθροισης	3.50kN/m ²

Σεισμική δράση ΕΑΚ2000

Επιτάχυνση	0.16
Απόσβεση	5%
Κατηγορία εδάφους	B
Συντελεστής σπουδαιότητας	$\gamma_1 = 1.15$
Συντελεστής συμπεριφοράς	$q=1.7$
Συντελεστής συνδυασμού σεισμικών δράσεων	$\psi_2 = 0.5$

Στοιχεία εδάφους

Επιτρεπόμενη τάση	150kN/m ²
Δείκτης εδάφους πέδιλα	80000kN/m ³
Δείκτης εδάφους πεδιλοδοκοί	40000kN/m ³

Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί

Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Έργων

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

4. Μεθοδολογία προσέγγισης

Δεδομένου ότι η περίοδος μελέτης και κατασκευής του κτιρίου (1952-1955) ήταν πριν την έναρξη ισχύος του πρώτου ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού (1959), είναι κατανοητό ότι κατά την αρχική μελέτη δεν είχε ληφθεί πρόνοια αντισεισμικού ελέγχου, όπως άλλωστε επιβεβαιώνεται και από την παντελή έλλειψη σχετικής αναφοράς στα αρχικά σχέδια. Από άποψη τόσο ουσίας όσο και τύπου, για τον αντισεισμικό έλεγχο του κτιρίου κρίνεται σκόπιμο να ληφθούν υπόψη τα επόμενα:

4.1 Έλεγχος σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985

Από νομική άποψη επιτρέπεται σήμερα να γίνει έλεγχος του κτιρίου σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (ΦΕΚ 36^Α Β.Β.19/26-2-1959), όπως αυτός έχει τροποποιηθεί με τις αποφάσεις:

α) ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275/4.4.84 (ΦΕΚ239/Β/16-4-1984) “Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β. Δ. της 19/26.2.1959”

β) ΕΔ2γ /01/94/ΦΝ275/30.9.85 (ΦΕΚ 587/Β/ 1-10-85) “Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β. Δ. της 19/26.2.1959”

με σεισμικό συντελεστή που καθορίζεται ως εξής:

Σύμφωνα με το άρθρο 2 του αντισεισμικού του 1959 γίνεται μία κατάταξη με βάση τη σεισμικότητα της περιοχής:

I Ασθενώς σεισμόπληκτες περιοχές

II Μετρίως σεισμόπληκτες περιοχές

III Ισχυρώς σεισμόπληκτες περιοχές

Η Αθήνα βάσει του Πίνακα I του παραπάνω αντισεισμικού κανονισμού κατατάσσεται στη ζώνη I.

Σύμφωνα με το άρθρο 3 του αντισεισμικού κανονισμού του 1959 γίνεται μία δεύτερη κατάταξη από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας των εδαφών.

- A) Εδάφη μικρής σεισμικής επικινδυνότητας
- B) Εδάφη μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας
- Γ) Εδάφη μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας
- Δ) Εδάφη εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας

Το έδαφος στην περιοχή θεωρείται μικρής σεισμικής επικινδυνότητας.

Τελικά, σύμφωνα με το άρθρο 4 του αντισεισμικού κανονισμού του 1959 ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης ε προκύπτει βάσει του πίνακα II ίσος προς $\varepsilon = 0.04$,

Πίνακας 3 (Πίνακας II Αντισεισμικού 1959)

Σεισμικότητα περιοχών	Επικινδυνότητα εδαφών		
	α	β	γ
I	0.04	0.06	0.08
II	0.06	0.08	0.12
III	0.08	0.12	0.16

Σύμφωνα όμως με τη συμπλήρωση του 1985 οι τιμές του συντελεστή ε που καθορίζουν τις οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων, ορίζονται ως το γινόμενο των τιμών του Πίνακα II επί τον παράγοντα σπουδαιότητας του κτιρίου, που δίνεται από τον Πίνακα III.

Πίνακας 4 (Πίνακας III Αντισεισμικού 1985)

Σεισμικότητα	Σπουδαιότητα κτιρίου	
	Μεγάλη (Μ)	Συνήθης (Σ)
I και II	1.5	1.0
III	1.2	1.0

Ο βαθμός σπουδαιότητας των κτιρίων αξιολογείται ανάλογα με:

- τις κοινωνικοοικονομικές και λειτουργικές συνέπειες ενδεχόμενης καταστροφής τους,
- το αρχικό τους κόστος,
- το ρόλο τους στην άμεση αντιμετώπιση των προβλημάτων που προκαλεί ο σεισμός,
- τη διάρκεια χρήσεως και
- το πόσες φορές θα εφαρμοσθεί η ίδια μελέτη κατασκευής.

Η σπουδαιότητα του κτιρίου αξιολογείται ως μεγάλη και επομένως ο σεισμικός συντελεστής διαμορφώνεται σε:

$$\varepsilon = 0.04 * 1.50 = 0.06$$

Σύμφωνα με την απόφαση 330/AZ5β ΤΗΣ 16/26.1.2001 (ΦΕΚ 66B') θα πρέπει για κτίρια από σκυρόδεμα να ληφθεί δράση σεισμού: $E = 1.75 \cdot \varepsilon \cdot (G + \psi_2 \cdot Q)$ η οποία κατανέμεται τριγωνικά. Η προσάξηση κατά 75% γίνεται για να καλυφθεί η διαφορά μεθόδων επιτρεπόμενων τάσεων και μερικών συντελεστών ασφάλειας.

Επομένως ο τελικός σεισμικός συντελεστής θα ήταν $\varepsilon = 0.06 \cdot 1.75 = 0.105$.

4.2 Έλεγχος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ως γνωστόν δεν είναι ακόμα νομοθετικά κατοχυρωμένος, αλλά αποτελεί ένα προϊόν 10ετούς και πλέον συστηματικής προσπάθειας και θεωρείται ως το εγκυρότερο διαθέσιμο κείμενο οδηγιών για την αποτίμηση φέρουσας ικανότητας υφισταμένων κτιρίων. Ο Ευρωκώδικας 8 μέρος 3 που καλύπτει τα ίδια θέματα δεν έχει επίσης κατοχυρωθεί νομοθετικά αλλά κινείται στο ίδιο μήκος κύματος με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτιρίου για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας θα πρέπει να πραγματοποιηθεί με εφαρμογή των σεισμών σχεδιασμού του ΕΑΚ2000. Σε πρώτο στάδιο θα πρέπει να πραγματοποιηθεί μία ελαστική στατική ανάλυση ($q=1$) με φασματική επιτάχυνση:

$$R_d(T)_{x,y} = \frac{A \cdot \gamma_I \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q}$$

Χρησιμοποιώντας:

- εδαφική σεισμική επιτάχυνση $A = 0.16g$
- συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I = 1.15$
- συντελεστή απόσβεσης $\eta = 1.00$
- συντελεστή θεμελίωσης $\theta = 1.00$
- συντελεστή φασματικής ενίσχυσης $\beta_o = 2.50$

προκύπτει $R_d(T)_{x,y} = 0.46g$.

Επομένως, από μια πρώτη σύγκριση προκύπτει ότι ο ελαστικός σεισμός του ΕΑΚ2000 είναι περισσότερο από 4 φορές μεγαλύτερος από το σεισμό σχεδιασμού του αντισεισμικού κανονισμού του 1985.

4.3 Επιλογή κανονισμού ελέγχου

Δεδομένου ότι στόχος του παρόντος ελέγχου είναι η ουσία και όχι ο τύπος, και συγκεκριμένα η διαπίστωση της διαθέσιμης αντισεισμικής επάρκειας του κτιρίου με μεθόδους που αντικατοπτρίζουν το σημερινό επίπεδο γνώσεων στον τομέα του αντισεισμικού σχεδιασμού, αποφασίστηκε να ελεγχθεί το κτίριο σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

4.4 Βασικές παράμετροι

Ανίσωση ασφάλειας

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται σε όλες τις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις.

$$S_d < R_d$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S$$

$$R_d < \gamma_{Rd} \cdot R$$

όπου:

S_d Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

R_d Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών)

γ_{sd}, γ_{Rd} Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Στάθμη επιτελεστικότητας/στόχος αποτίμησης

Οι στόχοι αποτίμησης του φέροντος οργανισμού αποτελούν συνδυασμούς, αφενός μιας επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας αναμενόμενης σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου».

Ως στόχος της συγκεκριμένης αποτίμησης επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας [B] έναντι σεισμού σχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

Πίνακας 5 Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό	Προστασίας ζωής και περιουσίας ενοίκων	Οιονεί κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
20%	A2	B2	Γ2

Αναλόγως προκύπτουν οι συντελεστές γ_{Rd} και γ_{sd} :

Συντελεστής γ_{Rd}

Στο Παράρτημα 9^A και για στάθμη επιτελεστικότητας Β ("Προστασία ζωής"), οιονει-ελαστική ανάλυση, και χρήση q (ενιαίου/καθολικού δείκτη συμπεριφοράς) προβλέπεται ότι: $\gamma_{Rd} \sim 1$.

Συντελεστής γ_{sd}

Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα (ή μόνον από αυτό) και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι (έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων), οι τιμές γ_{sd} που θα χρησιμοποιούνται εξαρτώνται από τη σοβαρότητα (την ένταση) και την έκταση των βλαβών ή / και των επεμβάσεων (ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης).

Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές γ_{sd} κατά τον Πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 6 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ4.2) Τιμές του συντελεστή γ_{sd}

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd} = 1.20$	$\gamma_{sd} = 1.10$	$\gamma_{sd} = 1.00$

Επίσης, κατά το Κεφ. 5, και όσο αφορά την ελαστική ανάλυση, στατική ή δυναμική, επιτρέπεται εφαρμογή της, μόνον για σκοπούς αποτίμησης, ανεξαρτήτως ισχύος των προϋποθέσεων εφαρμογής (βλ. § 5.5.2.β και § 5.6.1.β), αν οι συντελεστές γ_{sd} κατά την παρούσα § 4.5.1 επαυξηθούν κατά 0.15 (δηλ. $\gamma_{sd,ελ.} = \gamma_{sd} + 0.15$).

Τοιχοπληρώσεις

Απαλλαγή από την υποχρέωση συνεκτίμησης

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο (βλ. §§ 2.1.4.2 και 5.9.2).

Από την υποχρέωση αυτή εξαιρούνται κτίρια για τα οποία ισχύει μια τουλάχιστον από τις παρακάτω προϋποθέσεις:

Έχουν μελετηθεί και έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ και ΕΚΟΣ 2000 και νεωτέρων.

Η πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία λόγω των τοιχοπληρώσεων δεν υπερβαίνει το 1/4 της συνολικής πλευρικής δυσκαμψίας του φέροντος οργανισμού ενός τουλάχιστον ορόφου.

Κριτήρια δυσμενούς επιρροής

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης, δεν συνεπάγονται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό εφόσον δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου. Κατά τον έλεγχο αυτόν, για τον υπολογισμό των σεισμικών τεμνουσών των πρωτεύοντων κατακόρυφων στοιχείων εφαρμόζεται χωρίς προϋποθέσεις η ελαστική στατική ανάλυση της §5.5.

Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων διερευνάται στο κεφάλαιο 8 της παρούσας έκθεσης.

Επιλογή συντελεστή συμπεριφοράς

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου (βλ. Κεφ. 2), λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές q^* που δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 7, με τιμή αναφοράς q' την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β (προστασία ζωής), η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΑΚ 2000, όπως αυτές ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Πίνακας 7 Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό)

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (Α)	Προστασία ζωής (Β)	Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)
πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$	1.0	1.4

Επομένως δεδομένου ότι η στάθμη επιτελεστικότητας είναι Β:

$$\frac{q^*}{q'} = 1.0$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q' δίνεται από τον ακόλουθο πίνακα 8.

Πίνακας 8 (Πίνακας Σ 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) : Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β (προστασία ζωής)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)	Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία

	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3.0	2.3	2.3	1.7
1985<...<1995(2)	2.3	1.7	1.7	1.3
...<1985	1.7	1.3	1.3	1.1

(1) Περί του ρόλου και της επιρροής των τοιχοπληρώσεων βλ. § 5.9 και § 7.4.

(2) Για κτίρια αυτής της περιόδου, οι τιμές του Πίνακα ισχύουν με την προϋπόθεση πως ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων γίνεται κατά την § 9.3.3 (ικανοποίηση της συνθήκης $\Sigma M_{RC} \geq 1.4 \Sigma M_{Rb}$).

Απουσία τοιχοπληρώσεων, δεδομένης της μη ύπαρξης ουσιωδών βλαβών σε πρωτεύοντα στοιχεία και λαμβάνοντας υπόψη ότι το κτίριο είναι προγενέστερο του 1985 θα έπρεπε σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα να ληφθεί $q' = q^* = 1.7$.

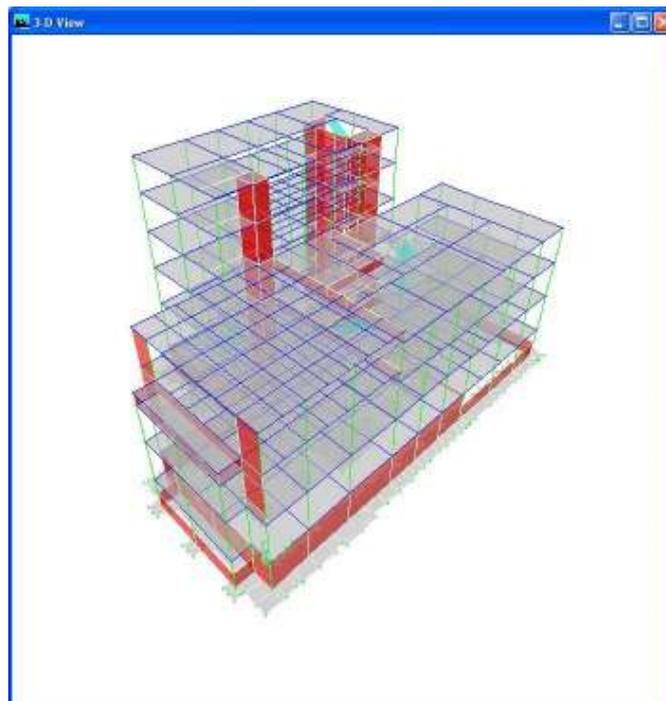
Στην παρούσα διερεύνηση αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθεί συντηρητικά η ελαφρά μικρότερη τιμή $q' = q^* = 1.5$.

5. Περιγραφή προσομοιώματος

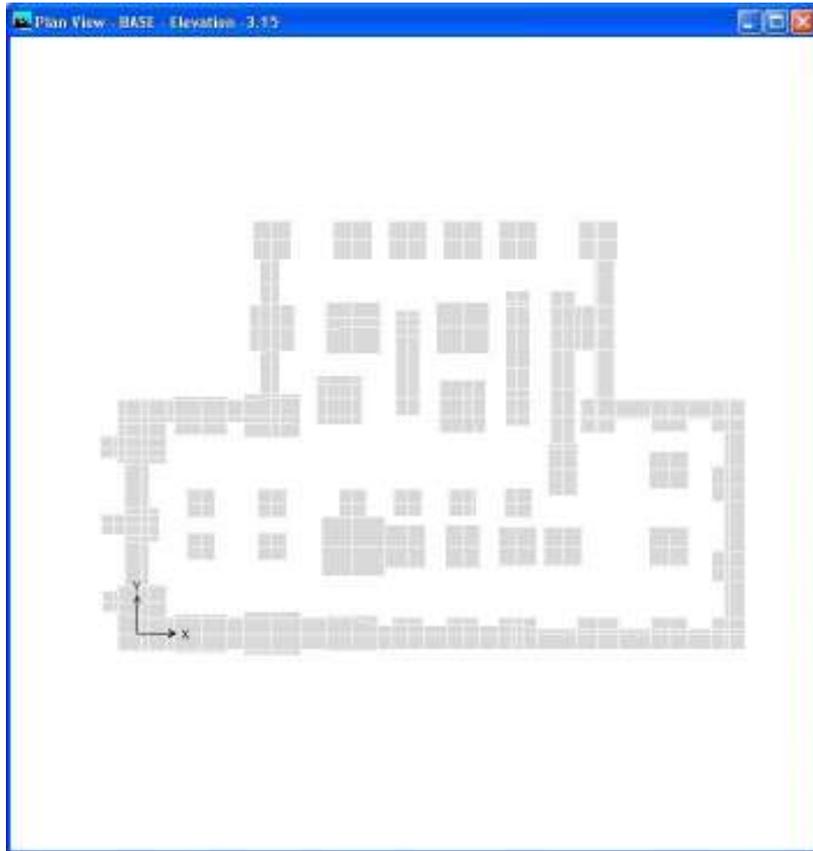
5.1 Γενικά - γεωμετρία

Το προσομοίωμα μορφώθηκε στο λογισμικό Etabs v9.6 της CSI Hellas. Η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε με το etools της Penelis Consultings Engineers SA.

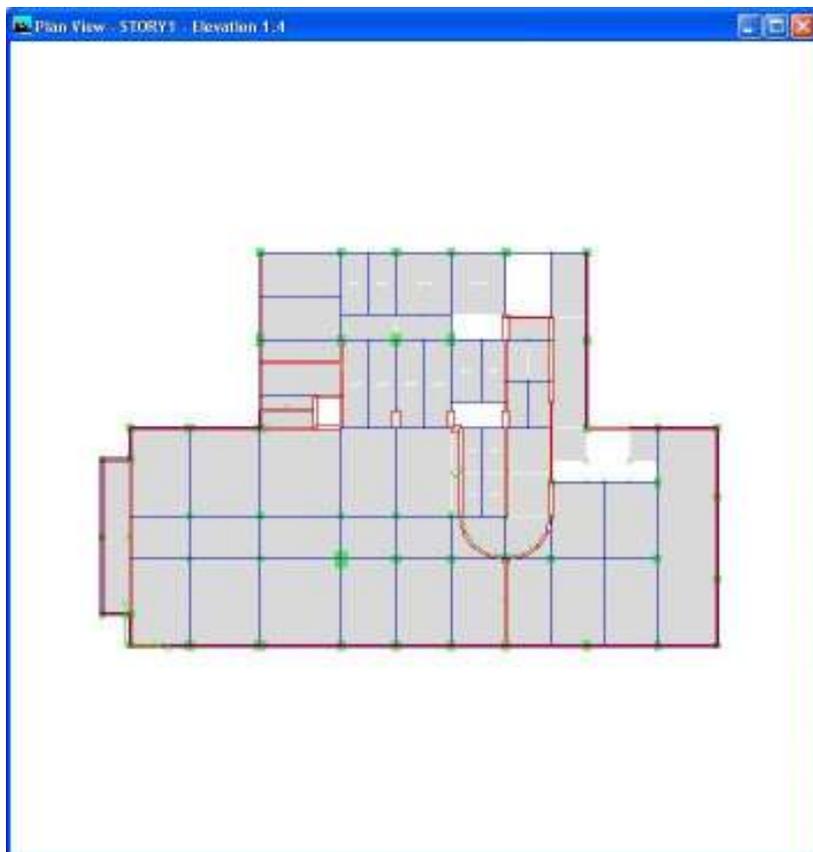
Στα ακόλουθα σχήματα αποτυπώνεται η γεωμετρία του προσομοιώματος.



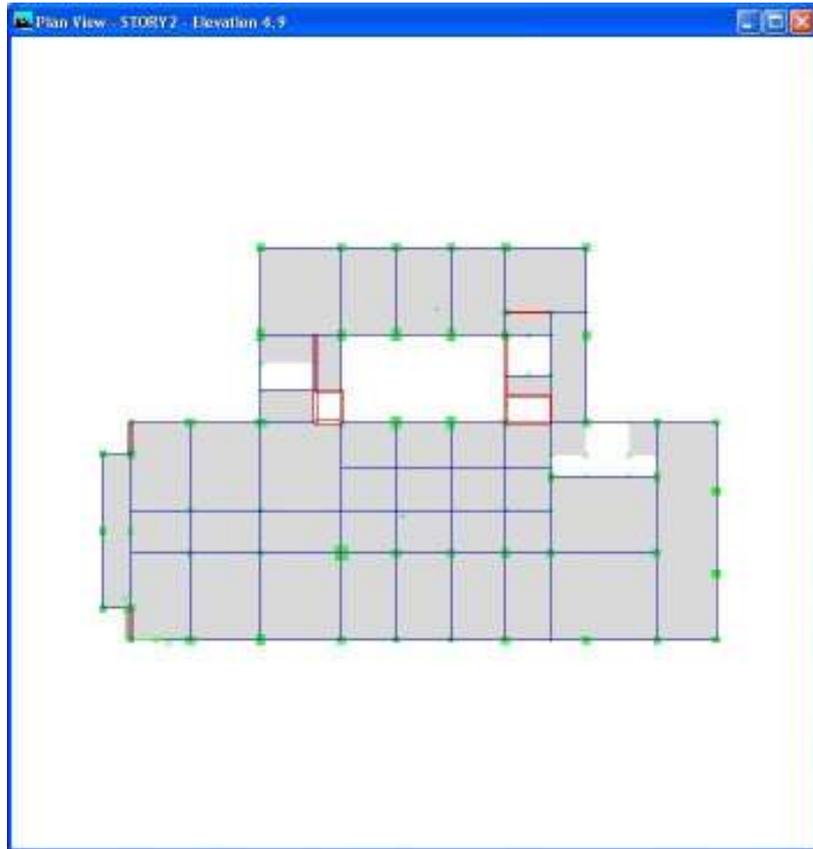
Σχήμα 22: Τριδιάστατη προσομοίωση προσομοιώματος



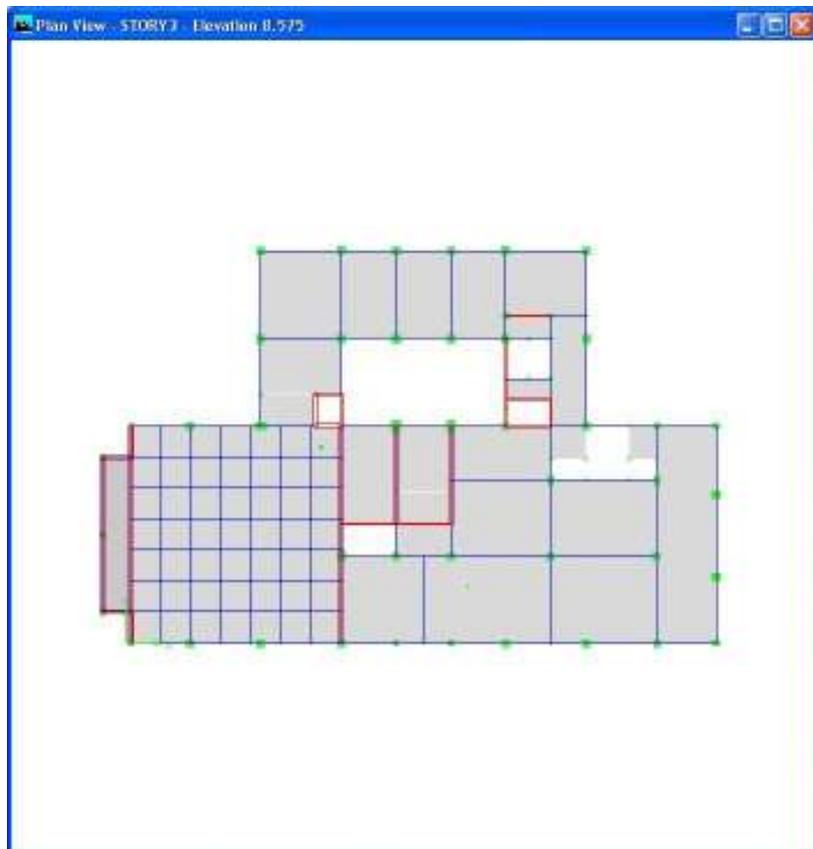
Σχήμα 23: Θεμελίωση



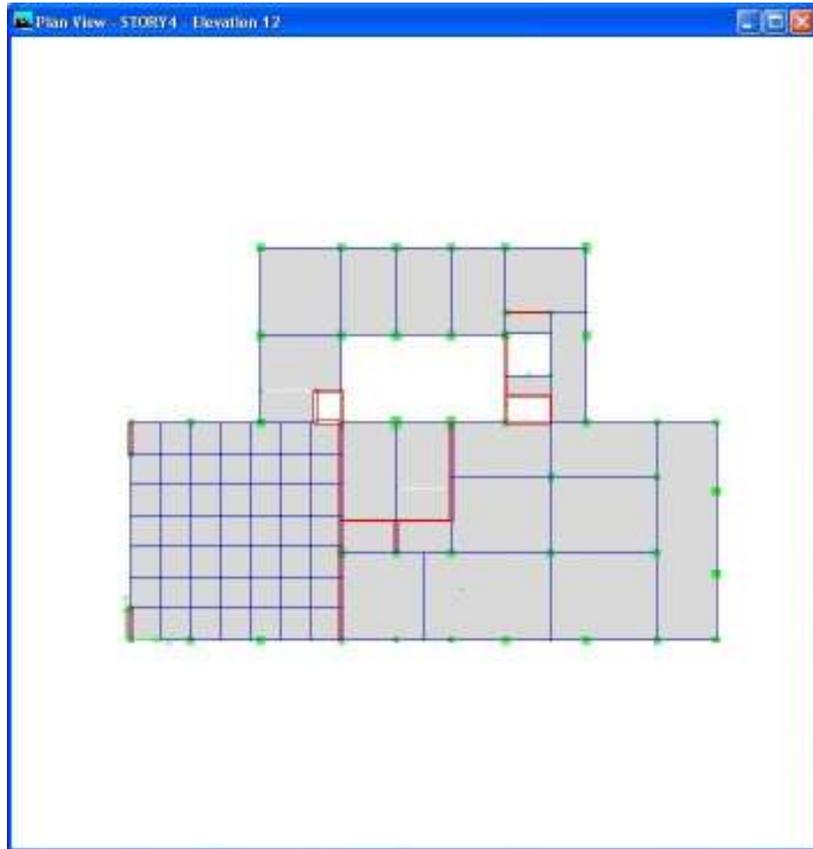
Σχήμα 24: Οροφή υπογείου



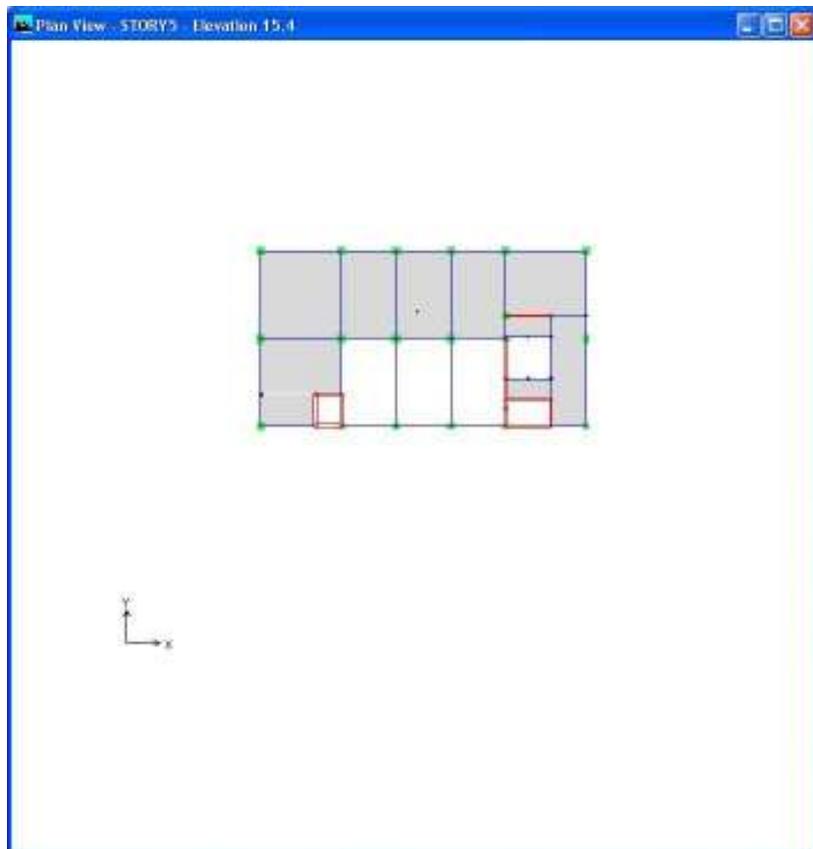
Σχήμα 25: Οροφή ισογείου



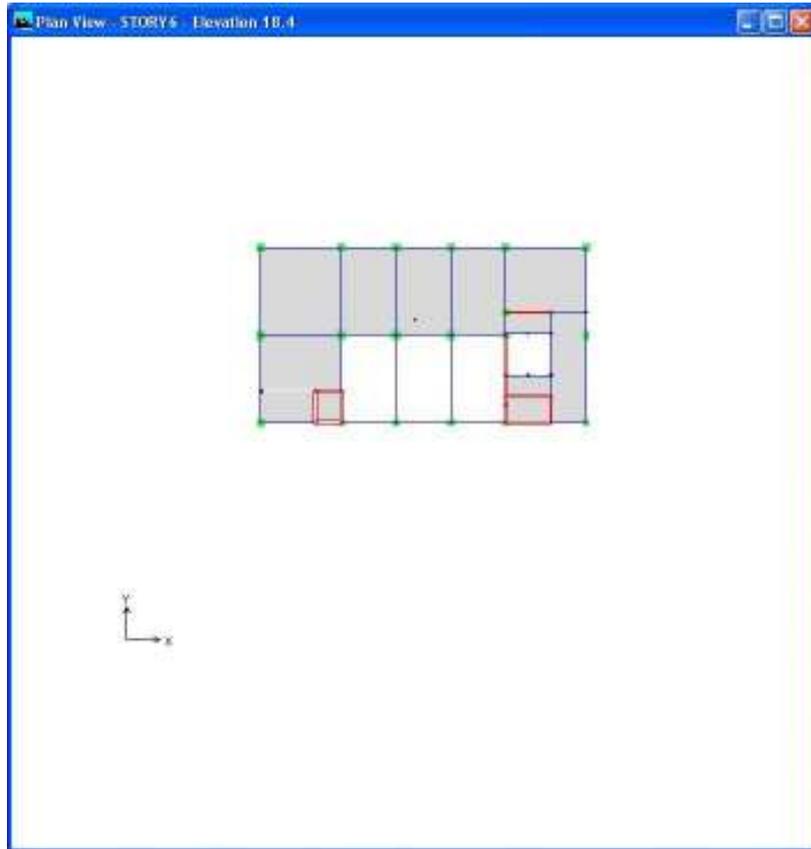
Σχήμα 26: Οροφή Α' ορόφου



Σχήμα 27: Οροφή Β' ορόφου



Σχήμα 28: Οροφή Γ' ορόφου



Σχήμα 29: Οροφή Δ' ορόφου

5.2 Προσομοίωση επιφανειακών στοιχείων

Οι πλάκες προσομοιώνονται ως μεμβρανικά στοιχεία χωρίς περαιτέρω διακριτοποίηση. Η κατανομή του φορτίου στις τετραέρειστες πλάκες γίνεται υπό γωνία 45°. Στις διέρειστες πλάκες το φορτίο μεταφέρεται στις απέναντι δοκούς. Οι σκάλες είναι προσομοιωμένες με την πραγματική τους γεωμετρία με χρήση κεκλιμένων πλακών. Τα διαφράγματα προσομοιώνονται ως ημιάκαμπα. Τα πέδιλα προσομοιώθηκαν με επιφανειακά στοιχεία επί ελαστικού εδάφους.

5.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με ραβδωτά στοιχεία. Οι καμπτικές δυσκαμψίες των στοιχείων δίνονται στον ακόλουθο πίνακα 9 (Σ4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Για την απομείωση της δυστρεψίας των μελών έγινε χρήση της τιμής 0.1 που δίνεται στον ΕΑΚ2000. Για την απομείωση της δυσστησίας των υποστυλωμάτων και των δοκών επιτρέπεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η χρήση της τιμής 0.4.

Πίνακας 9 (Σ4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.): Τιμές δυσκαμψίας

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστώλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_g)$
1.2	Υποστώλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μη - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_g)$

(1) Η επισκευασμένο, με απλές μεθόδους.

(2) Για τις πλακοδοκούς μορφής Γ και Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη $I_g=(1.5$ ή $2.0)*I_w$ αντιστοίχως, όπου I_w είναι η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον.

Οι δοκοί απλουστευτικά προσομοιώθηκαν ως στοιχεία με ορθογωνική διατομή. Επομένως οι δυσκαμψίες καθορίζονται σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα 10:

Πίνακας 10 Καμπτικές δυσκαμψίες δοκών

Ορθογωνική Διατομή	0.4
Διατομή μορφής Γ	$0.4*1.5 = 0.6$
Διατομή μορφής Τ	$0.4*2.0 = 0.8$

5.4 Φορτία

5.4.1 Βασικές φορτίσεις

G μόνιμα φορτία

Q κινητά φορτία

E_x ισοδύναμη στατική δράση σεισμού κατά x

E_y ισοδύναμη στατική δράση σεισμού κατά y

ME_x φόρτιση εκκεντρότητας κατά x

ME_y φόρτιση εκκεντρότητας κατά y

Σεισμική δράση

Γενικώς χρησιμοποιούνται τα φάσματα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης, κατά ΕΑΚ 2000, συναρτήσεως της ιδιοπεριόδου T του κτιρίου και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ζ.

Σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα "φάσματα σχεδιασμού", $\Phi_d(T)$, με κατάλληλη ανύψωση του κατιόντος κλάδου.

Οι εξισώσεις που διέπουν το φάσμα σχεδιασμού είναι:

$$R_d(T)_{x,y} = \gamma_I A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{n\theta\theta_o}{q} - 1 \right) \right] \quad 0 \leq T < T_1$$

$$R_d(T)_{x,y} = \frac{A\gamma_I n\theta\beta_o}{q} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$R_d(T)_{x,y} = \gamma_I A \frac{n\theta\theta_o}{q} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{4/35} \quad T_2 < T$$

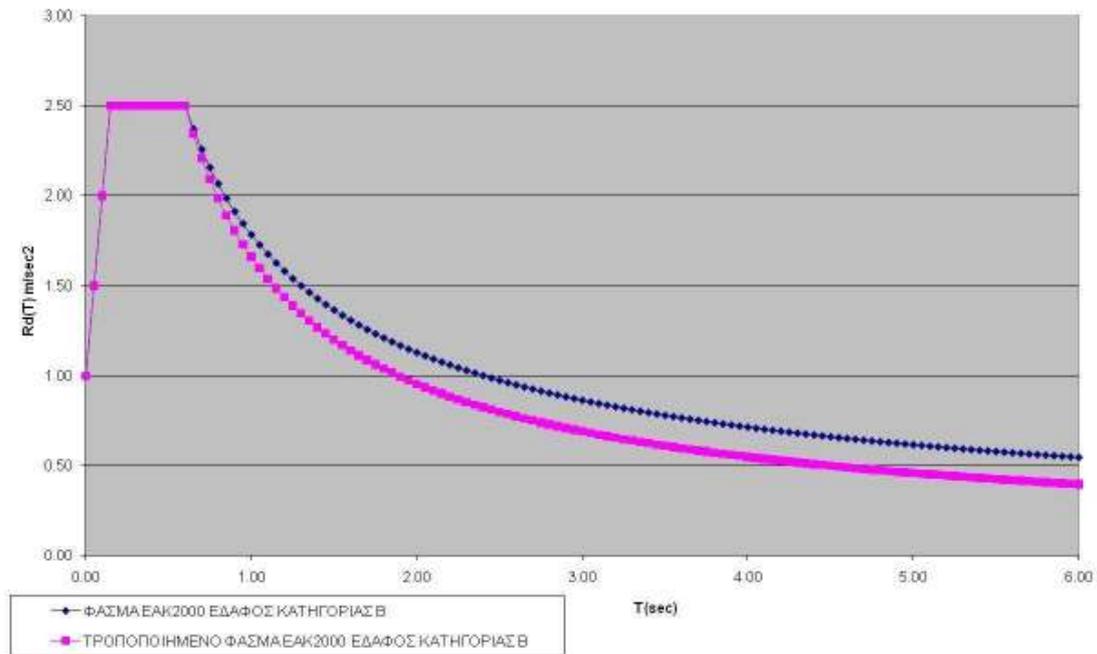
Η διαφοροποίηση του εκθέτη (4/5 αντί 2/3, κατά την § 2.3 του ΕΑΚ 2000), έγκειται στο ότι, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., για υφιστάμενα δομήματα ισχύουν πρόσθετες διατάξεις με στόχο την περαιτέρω μείωση των αβεβαιοτήτων των γραμμικών αναλύσεων.

Δεδομένα

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I	A=0.16g
Συντελεστής απόσβεσης	$\zeta=5\%$, n=1.00
Συντελεστής θεμελίωσης	$\theta=1.00$
Συντελεστής συμπεριφοράς	q=1.00
Συντελεστής σπουδαιότητας	$\gamma_I=1.15$
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης	$\beta_o=2.50$

Πίνακας 11 Επιτάχυνση σχεδιασμού συναρτήσει της ιδιοπεριόδου

T	$R_{dh}(T)$
0.00	1.81
0.10	3.61
0.15	4.51
0.6	4.51
0.8	3.73
1.0	3.21
1.2	2.84
1.5	2.45
2.0	2.02
3.0	1.54



Σχήμα 30: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ($q=1.00$)

5.4.2 Συνδυασμοί φόρτισης

$$G+\psi_2 Q+Ex+0.3 \cdot Ey+ME_x+0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q+Ex+0.3 \cdot Ey+ME_x-0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q+Ex+0.3 \cdot Ey-ME_x+0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q+Ex+0.3 \cdot Ey-ME_x-0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q+Ex-0.3 \cdot Ey+ME_x+0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q+Ex-0.3 \cdot Ey+ME_x-0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q+Ex-0.3 \cdot Ey-ME_x+0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q+Ex-0.3 \cdot Ey-ME_x-0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q-Ex+0.3 \cdot Ey+ME_x+0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q-Ex+0.3 \cdot Ey+ME_x-0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q-Ex+0.3 \cdot Ey-ME_x+0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q-Ex+0.3 \cdot Ey-ME_x-0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q-Ex-0.3 \cdot Ey+ME_x+0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q-Ex-0.3 \cdot Ey+ME_x-0.3 \cdot ME_y$$

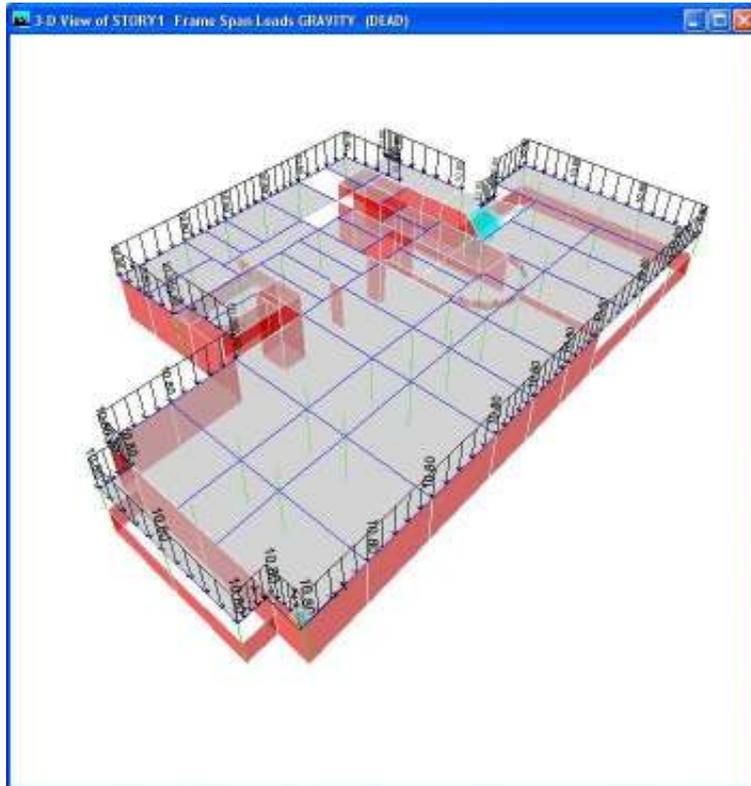
$$G+\psi_2 Q-Ex-0.3 \cdot Ey-ME_x+0.3 \cdot ME_y$$

$$G+\psi_2 Q-Ex-0.3 \cdot Ey-ME_x-0.3 \cdot ME_y$$

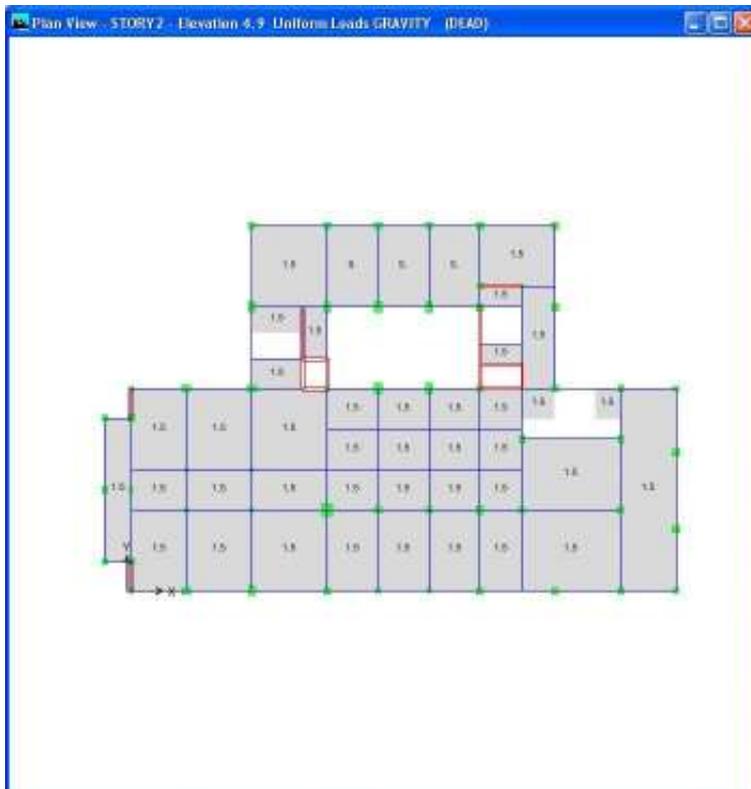
$$G+\psi_2 Q+Ey+0.3 \cdot Ex+ME_y+0.3 \cdot ME_x$$

$$G+\psi_2 Q+Ey+0.3 \cdot Ex+ME_y-0.3 \cdot ME_x$$

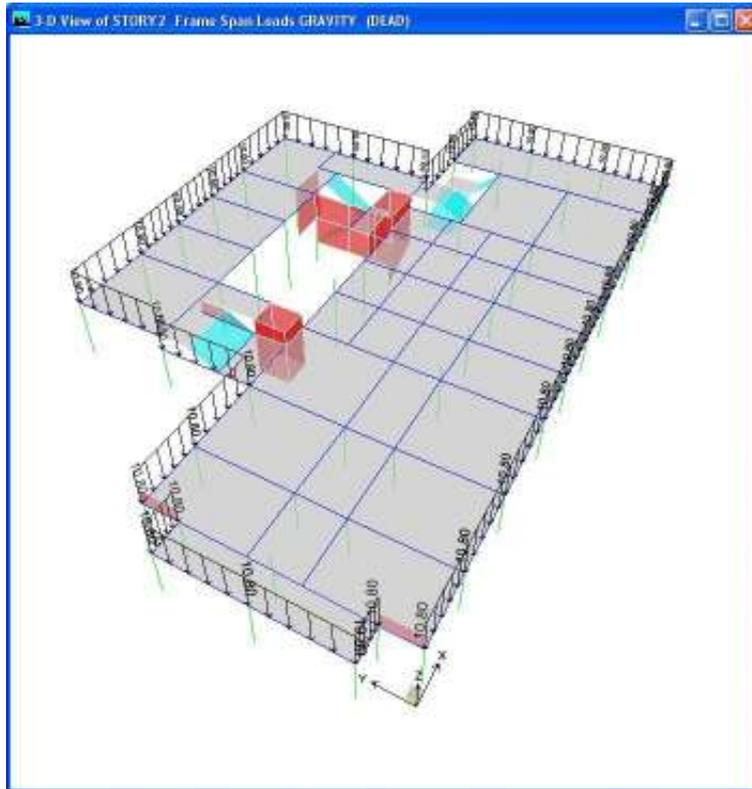
$$G+\psi_2 Q+Ey+0.3 \cdot Ex-ME_y+0.3 \cdot ME_x$$



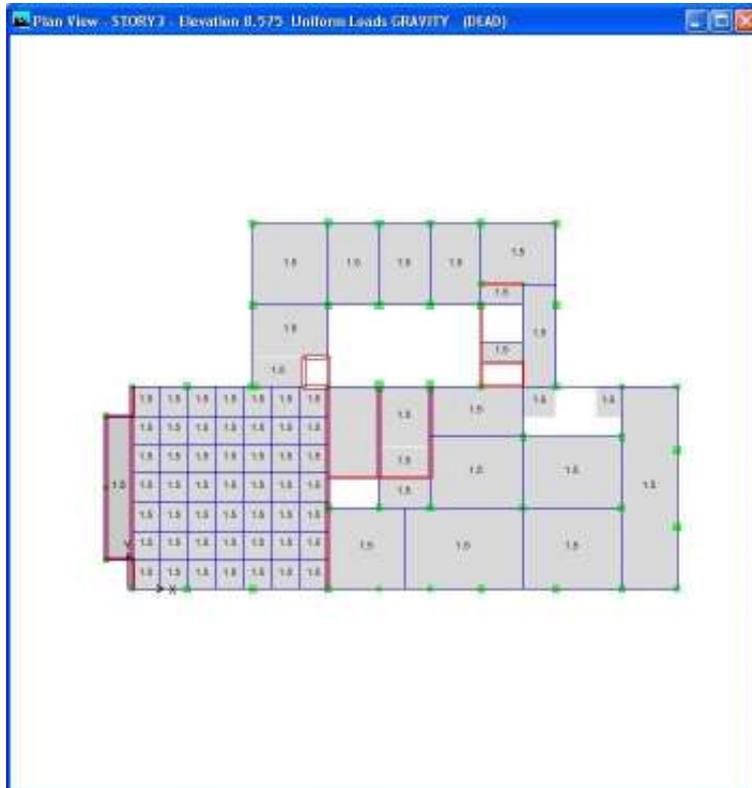
Σχήμα 32: Μόνιμα φορτία κατανεμημένα στις περιμετρικές δοκούς - οροφή υπογείου



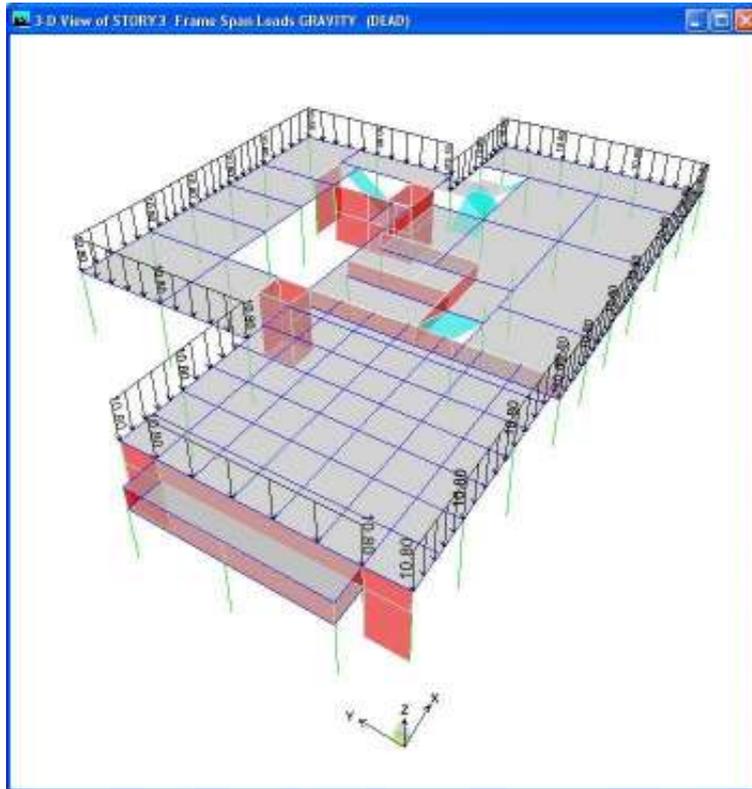
Σχήμα 33: Μόνιμα φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή ισογείου



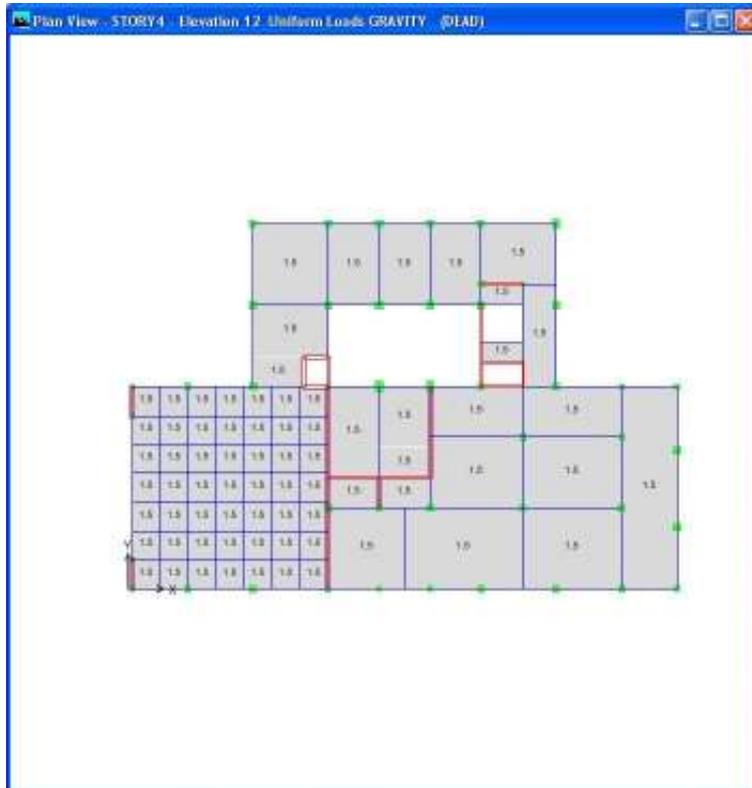
Σχήμα 34: Μόνιμα φορτία κατανεμημένα στις περιμετρικές δοκούς - οροφή ισογείου



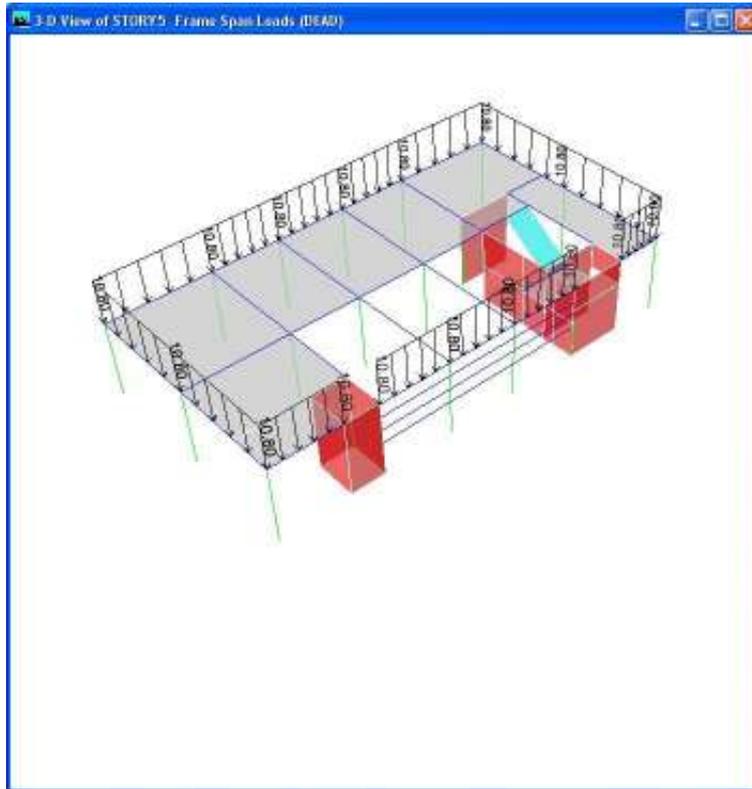
Σχήμα 35: Μόνιμα φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή Α' ορόφου



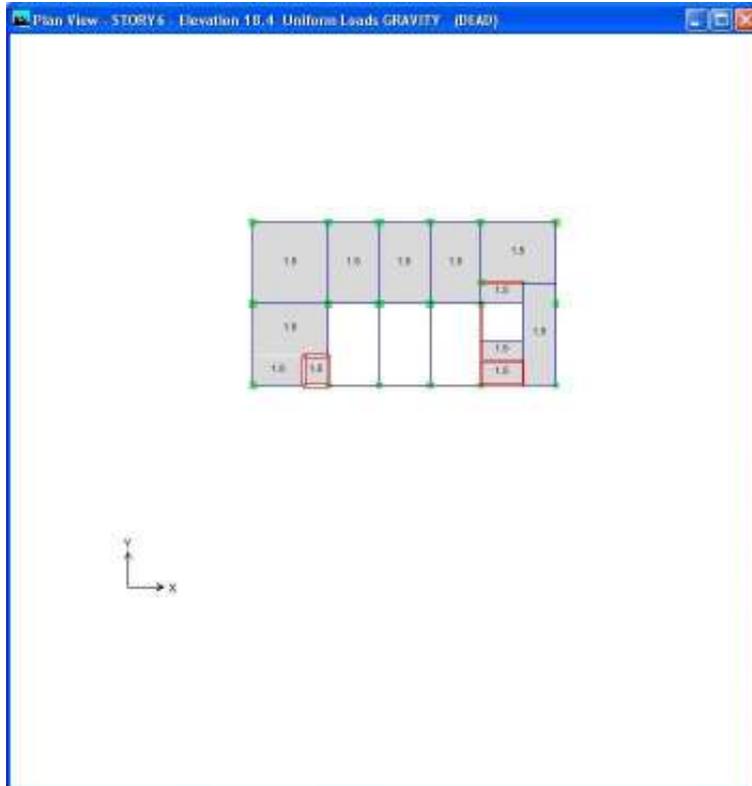
Σχήμα 36: Μόνιμα φορτία κατανεμημένα στις περιμετρικές δοκούς – οροφή Α΄ ορόφου



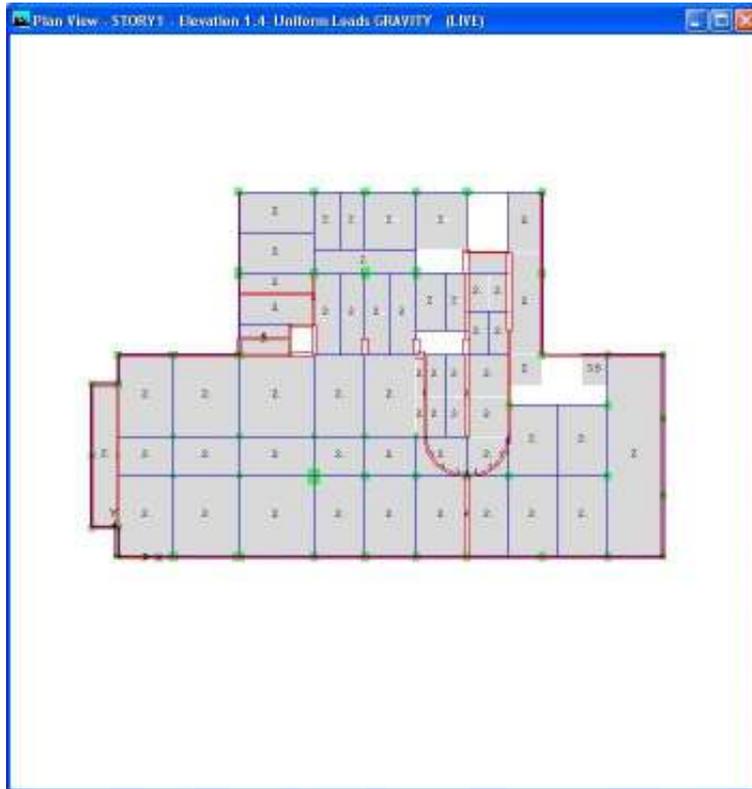
Σχήμα 37: Μόνιμα φορτία κατανεμημένα στις πλάκες – οροφή Β΄ ορόφου



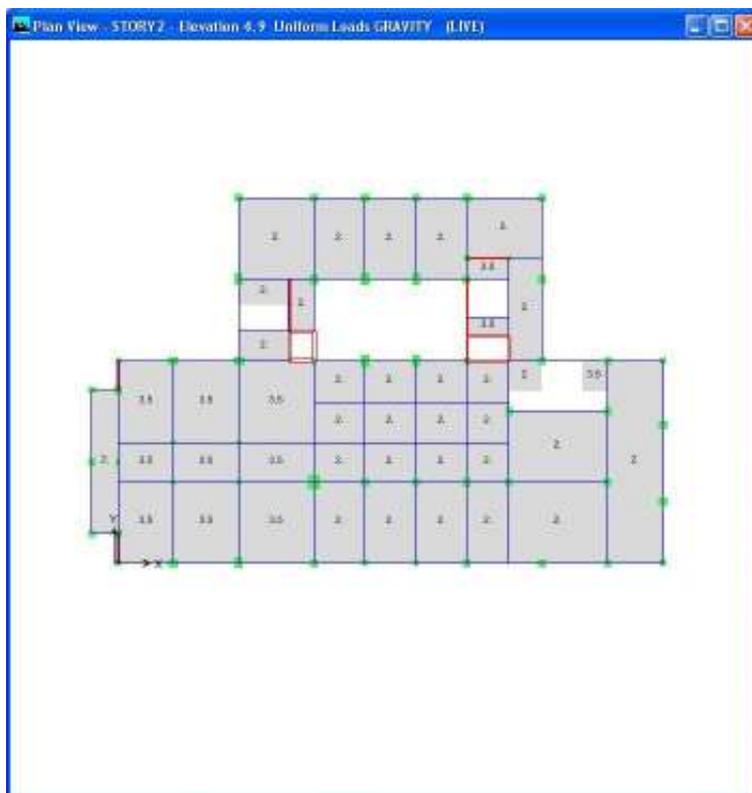
Σχήμα 40: Μόνιμα φορτία κατανεμημένα στις περιμετρικές δοκούς - οροφή Γ' ορόφου



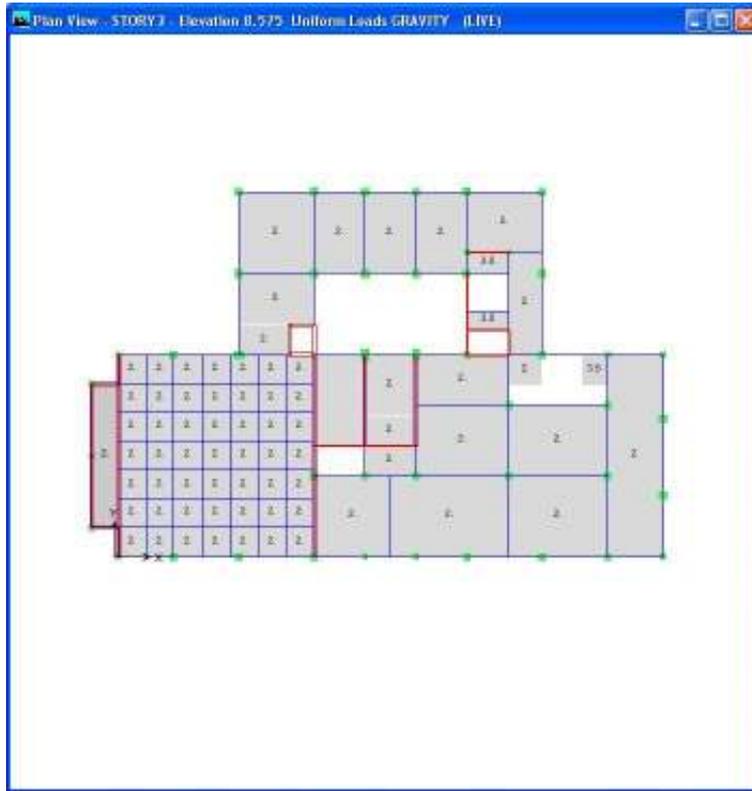
Σχήμα 41: Μόνιμα φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή Δ' ορόφου



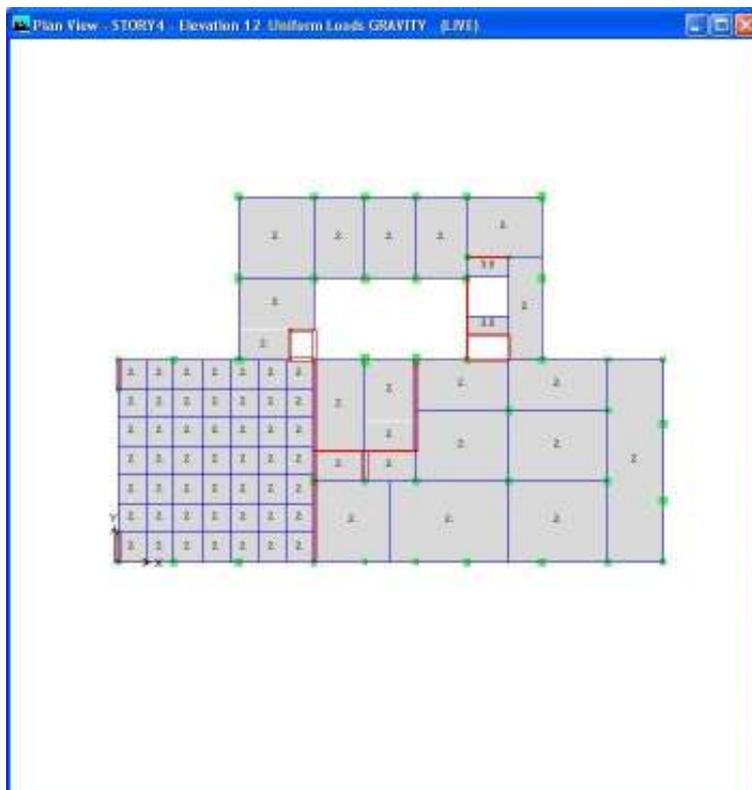
Σχήμα 42: Κινητά φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή υπογείου



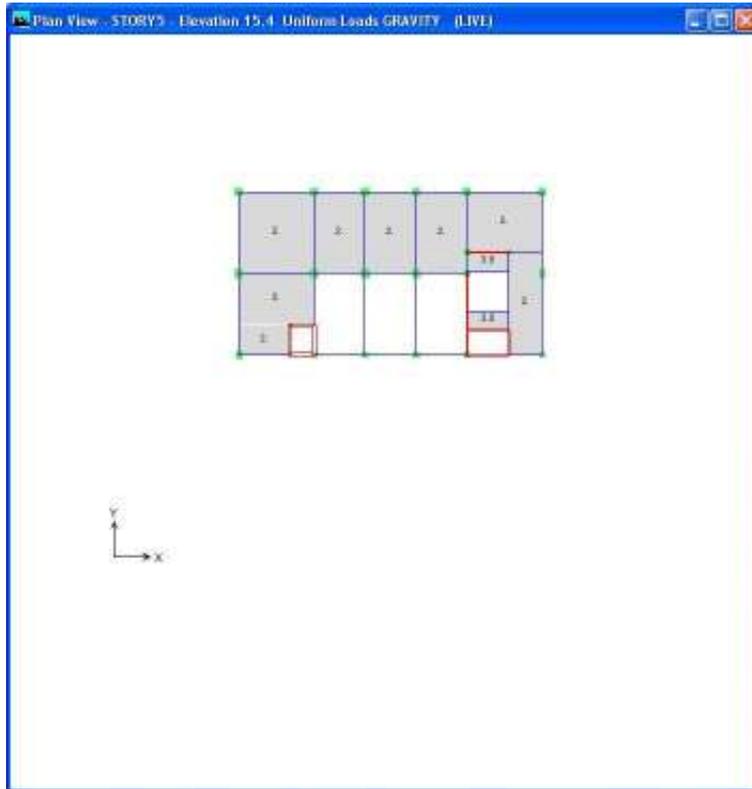
Σχήμα 43: Κινητά φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή ισογείου



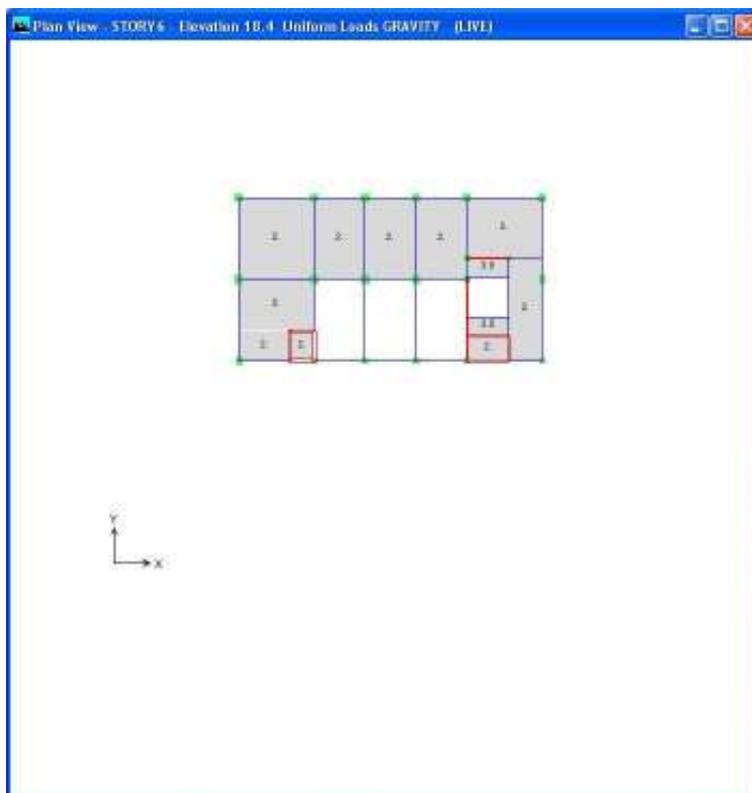
Σχήμα 44: Κινητά φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή Α' ορόφου



Σχήμα 45: Κινητά φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή Β' ορόφου



Σχήμα 46: Κινητά φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή Γ' ορόφου

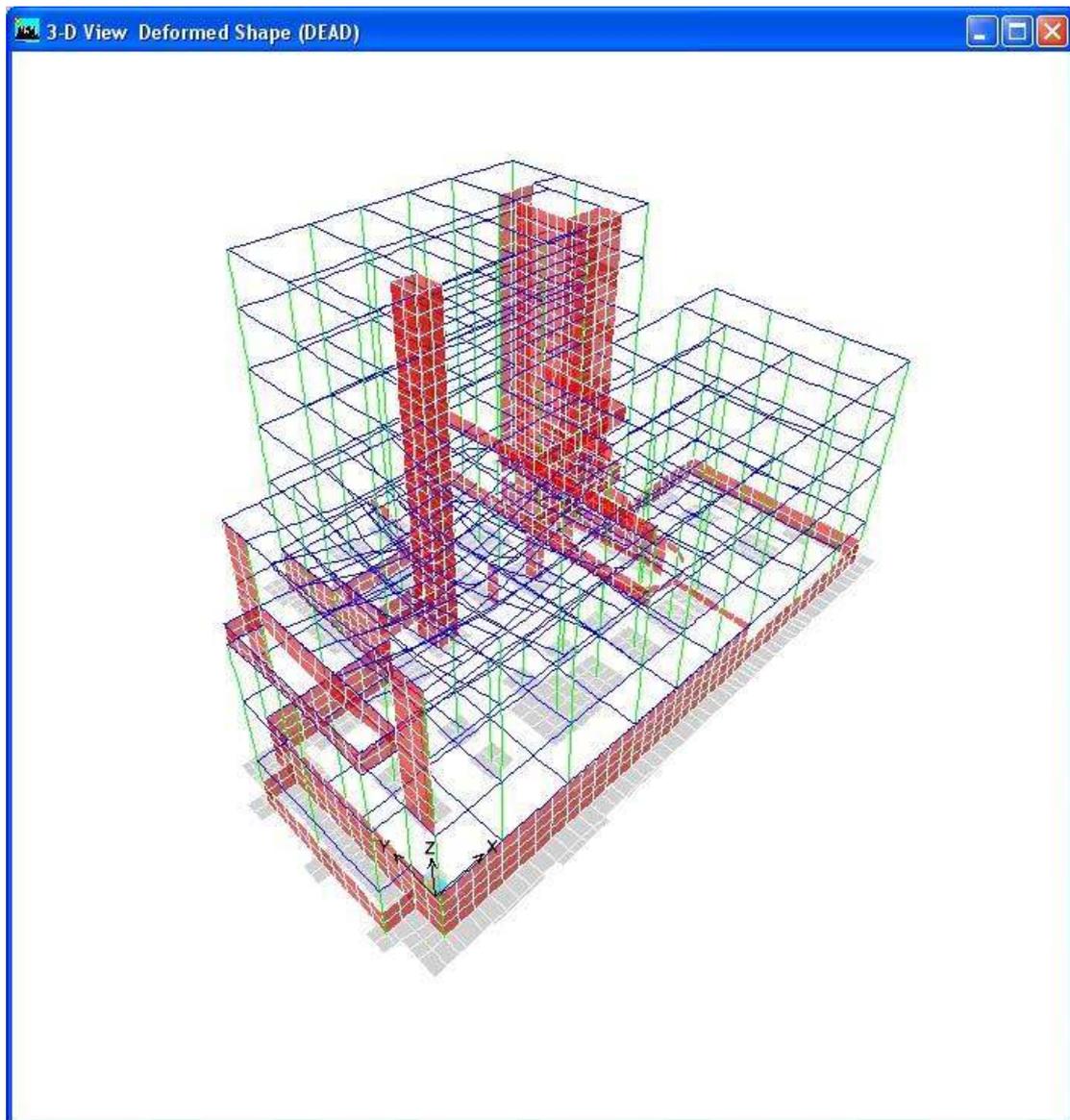


Σχήμα 47: Κινητά φορτία κατανεμημένα στις πλάκες - οροφή Δ' ορόφου

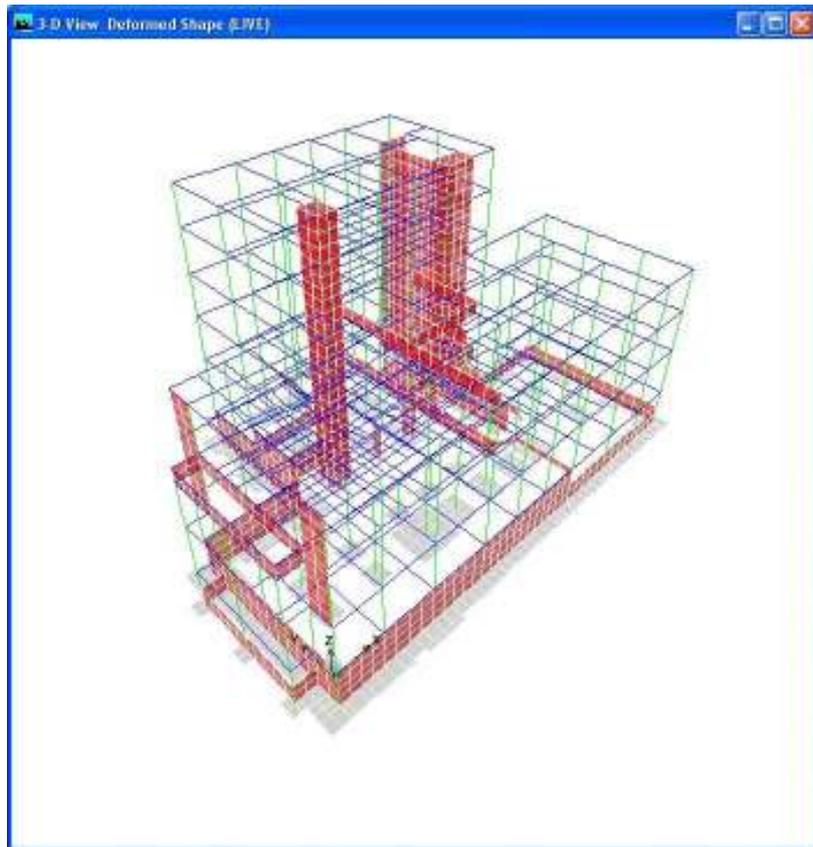
6.Ανάλυση

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι δείκτες ανεπάρκειας.

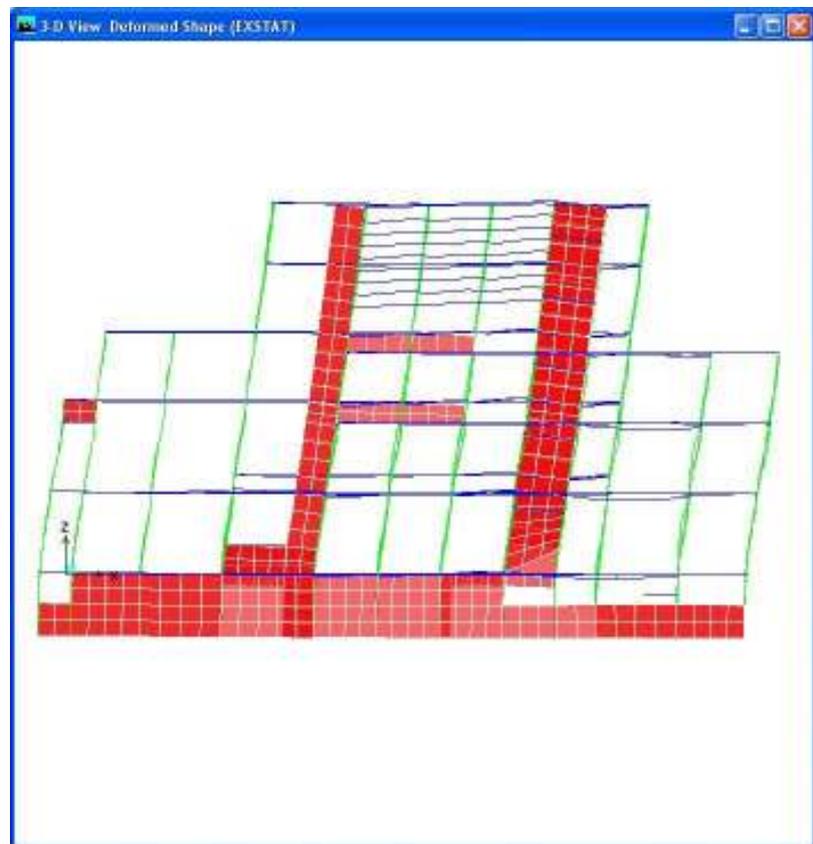
Στατικές αναλύσεις



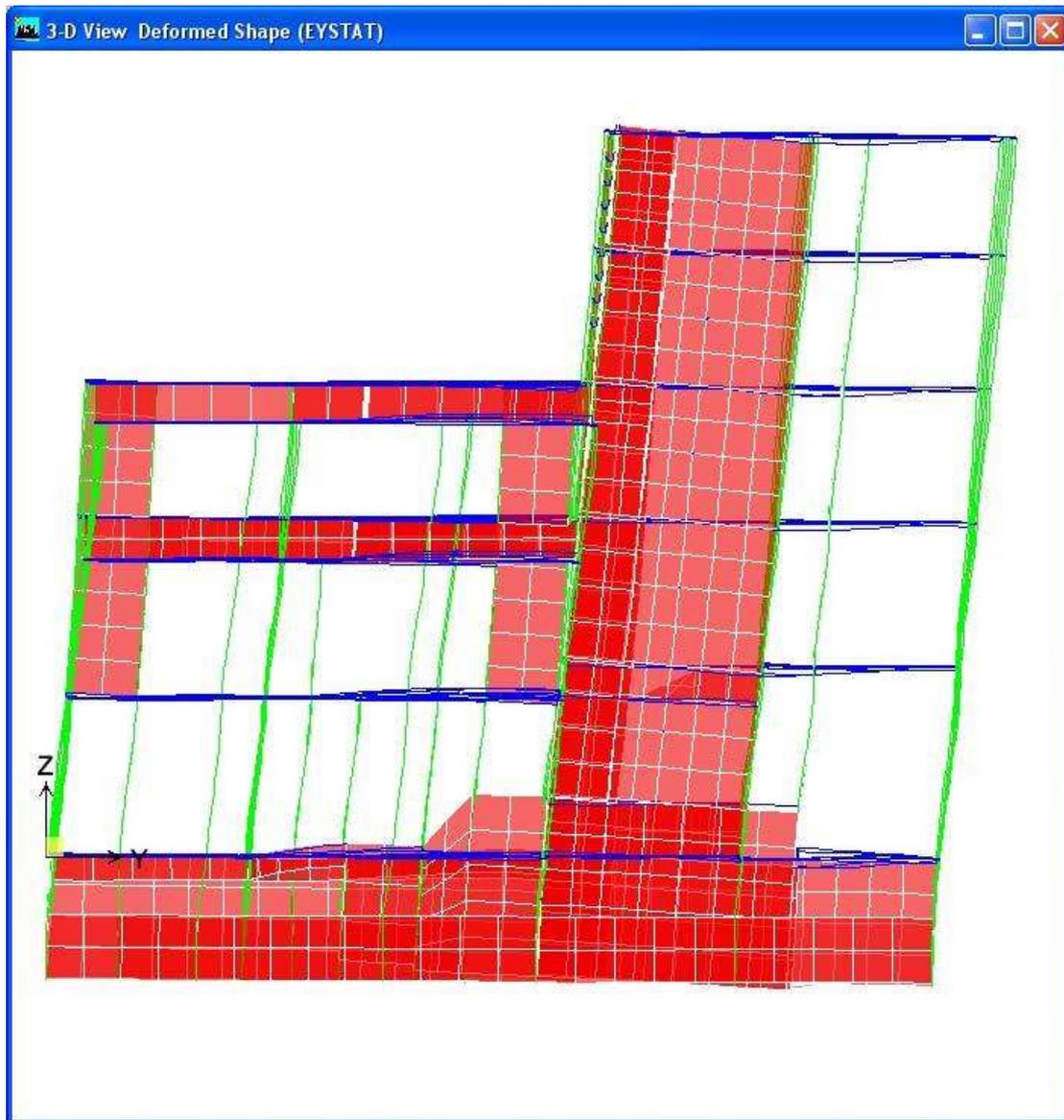
Σχήμα 48: Παραμορφωμένη γεωμετρία – μόνιμα φορτία



Σχήμα 48: Παραμορφωμένη γεωμετρία - κινητά φορτία



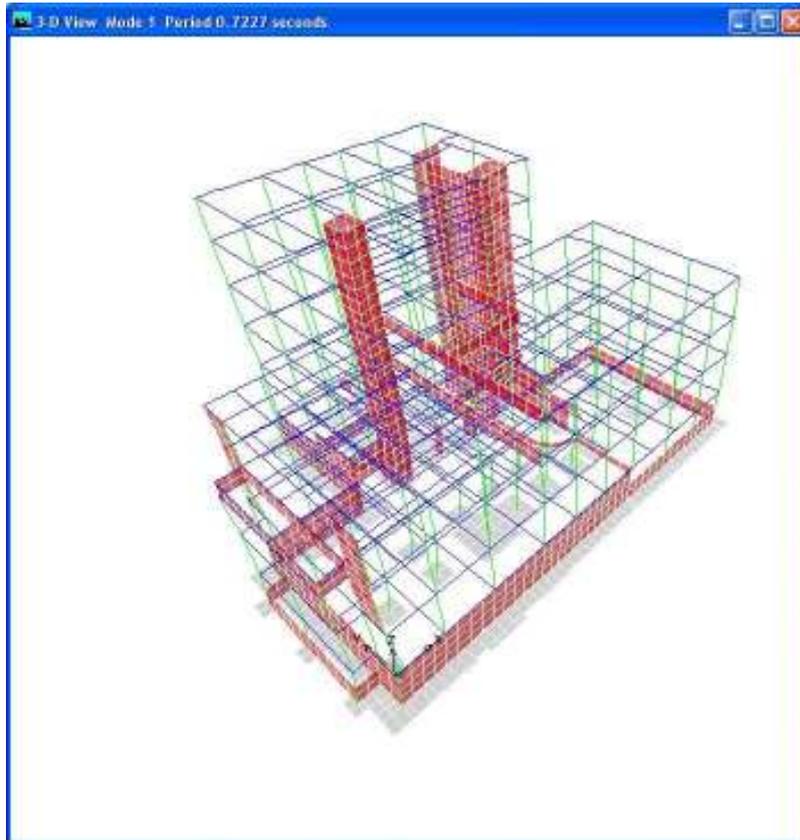
Σχήμα 49: Παραμορφωμένη γεωμετρία - Ελαστικός σεισμός EXSTAT



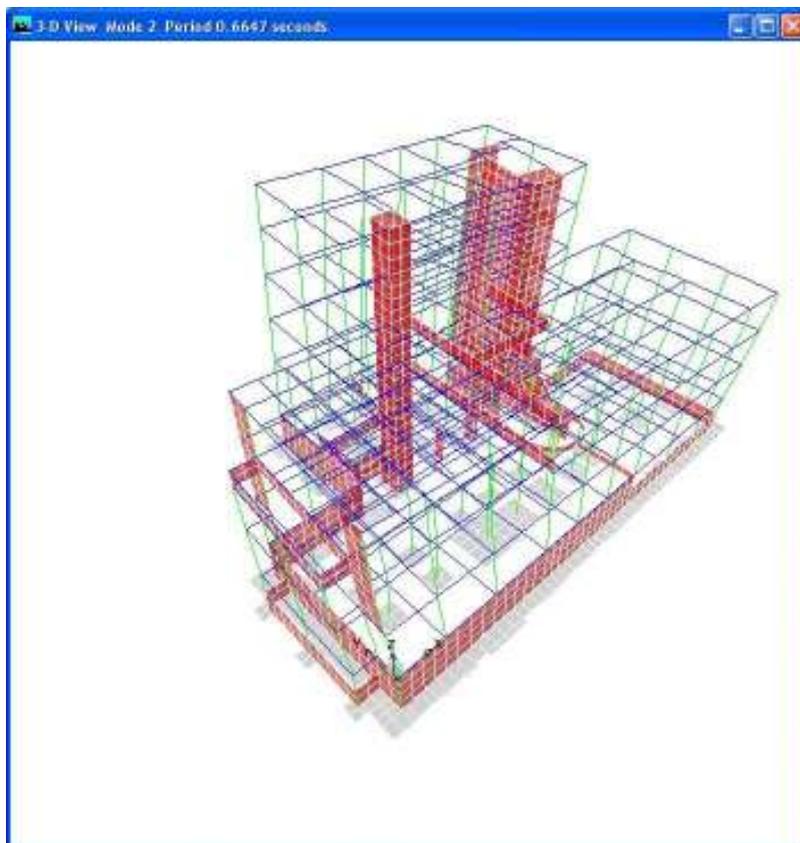
Σχήμα 50: Παραμορφωμένη γεωμετρία Ελαστικός σεισμός EYSTAT

Φασματική ανάλυση

Πραγματοποιήθηκε φασματική ανάλυση για να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του κτιρίου. Στα σχήματα 51, 52 που ακολουθούν δίνονται οι πρώτες ιδιομορφές. Στον πίνακα 12 ελέγχεται ότι οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες καλύπτουν το 90% της συνολικά ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.



Σχήμα 51: 1^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά y)



Σχήμα 52: 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά x)

Πίνακας 12 Δρώσεις ιδιομορφικές μάζες

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.72	65.71	0.03	65.71	0.03
2	0.66	0.26	43.36	65.97	43.39
3	0.58	1.29	29.60	67.26	72.99
4	0.25	7.19	0.16	74.44	73.15
5	0.22	6.11	0.47	80.56	73.61
6	0.21	0.02	0.13	80.58	73.74
7	0.20	0.23	9.64	80.81	83.38
8	0.20	0.07	0.19	80.88	83.56
9	0.19	0.55	0.03	81.43	83.59
10	0.18	0.01	0.41	81.44	84.00
11	0.16	0.00	0.34	81.44	84.34
12	0.15	1.27	0.25	82.71	84.60
13	0.13	2.61	1.02	85.32	85.62
14	0.12	1.93	1.68	87.25	87.30
15	0.10	0.41	1.86	87.66	89.16
16	0.09	1.60	0.46	89.26	89.62
17	0.07	0.47	1.88	89.73	91.50
18	0.07	2.42	0.37	92.15	91.87
19	0.03	0.04	2.99	92.18	94.86
20	0.03	2.92	0.00	95.10	94.86

7. Έλεγχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ.

7.1 Δείκτης ανεπάρκειας λ σε κάμψη και τέμνουσα

Σύμφωνα με το σχόλιο της παραγράφου 5.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

«Στην περίπτωση των κατακόρυφων στοιχείων που επιπονούνται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη, ο λόγος λ (για κάμψη και ορθή δύναμη) είναι ευχερέστερο να υπολογίζεται ως ο λόγος του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού που προκύπτει με βάση τις ροπές (στις δύο διευθύνσεις) και τις αξονικές δυνάμεις οι οποίες αντιστοιχούν στη δράση S_E του σεισμικού συνδυασμού, προς τον αντίστοιχο υπάρχοντα».

Οι δείκτες ανεπάρκειας υπολογίζονται με τον παραπάνω τρόπο από το λογισμικό etools σε κάμψη και σε τέμνουσα.

Πίνακας 13 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων οροφή Γ' και Δ' ορόφου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY6 - C36	5.3	0.39	STORY5 - C36	6.51	0.32
STORY6 - C37	2.58	0.14	STORY5 - C37	7.23	0.2
STORY6 - C38	4.03	1.43	STORY5 - C38	5.92	0.63
STORY6 - C39	4.05	1.73	STORY5 - C39	9.21	0.85
STORY6 - C40	6.03	0.91	STORY5 - C40	6.98	0.77
STORY6 - C41	5.37	0.38	STORY5 - C41	4.74	0.23
STORY6 - C44	3.52	0.39	STORY5 - C44	3.15	0.21
STORY6 - C45	5.56	0.57	STORY5 - C45	5.45	0.41
STORY6 - C46	5.7	0.61	STORY5 - C46	5.12	0.45
STORY6 - C47	6.93	0.69	STORY5 - C47	6.22	0.5
STORY6 - C48	7.22	0.85	STORY5 - C48	5.76	0.8
STORY6 - C49	5.35	0.53	STORY5 - C49	6.93	0.52
STORY6 - C50	6.89	0.42	STORY5 - C50	7.55	0.41
STORY6 - C51	3.82	0.17	STORY5 - C51	4.5	0.43
STORY6 - C58	2.98	0.38	STORY5 - C58	3.4	0.31
STORY6 - C59	6.1	0.6	STORY5 - C59	6.44	0.48
STORY6 - C60	5.64	0.59	STORY5 - C60	5.8	0.48
STORY6 - C61	5.43	0.59	STORY5 - C61	5.73	0.47
STORY6 - C62	6.22	0.52	STORY5 - C62	6.46	0.43
STORY6 - C63	3.07	0.38	STORY5 - C63	3.3	0.31

Πίνακας 14 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων οροφή Β' ορόφου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY4 - C1	4.82	0.19	STORY4 - C48	3.96	0.64
STORY4 - C2	7.06	0.49	STORY4 - C49	5.04	0.45
STORY4 - C3	8.17	0.69	STORY4 - C50	6.81	0.37
STORY4 - C4	9.82	1.56	STORY4 - C51	3.9	0.33
STORY4 - C12	3.43	0.38	STORY4 - C58	2.27	0.25
STORY4 - C16	12.11	1.45	STORY4 - C59	3.8	0.37
STORY4 - C17	3.39	0.5	STORY4 - C60	4.21	0.38

STORY4 - C20-1	3.03	0.62	STORY4 - C61	4.8	0.38
STORY4 - C21-1	3.52	0.56	STORY4 - C62	4.73	0.36
STORY4 - C30-1	3.44	0.42	STORY4 - C63	3.44	0.26
STORY4 - C31-1	3.13	0.39	STORY4 - C62	4.73	0.36
STORY4 - C33	3.64	0.25	STORY4 - C63	3.44	0.26
STORY4 - C34	6.52	0.36	STORY4 - C7-1	2.67	0.34
STORY4 - C35	8.8	0.6	STORY4 - C6-1	1.49	0.2
STORY4 - C36	9.82	0.75	STORY4 - C5-1	3.24	0.2
STORY4 - C37	4.98	0.61	STORY4 - C8-3	3.46	0.62
STORY4 - C38	4.27	0.76	STORY4 - C9-1	2.19	0.34
STORY4 - C39	10.05	1.66	STORY4 - C10-1	2.8	0.21
STORY4 - C40	10.56	1.34	STORY4 - C13-3	5.66	0.55
STORY4 - C41	9.51	1.57	STORY4 - C29-3	5.79	0.55
STORY4 - C44	1.95	0.21	STORY4 - C18-1	3.93	0.64
STORY4 - C45	3.27	0.38	STORY4 - C42-1	2.52	0.07
STORY4 - C46	3	0.44	STORY4 - C43-1	2.69	0.13
STORY4 - C47	4.21	0.49			

Πίνακας 15 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων οροφή Α' ορόφου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY3 - C1	2.86	0.55	STORY3 - C34	3.28	0.42
STORY3 - C2	3.21	0.37	STORY3 - C35	4.22	0.46
STORY3 - C3	3.56	0.45	STORY3 - C36	6.07	0.44
STORY3 - C4	7.36	1.2	STORY3 - C37	3.24	0.23
STORY3 - C5	2.54	0.36	STORY3 - C38	4.71	0.91
STORY3 - C6	2.55	0.43	STORY3 - C39	6.14	1.35
STORY3 - C7	6.38	0.66	STORY3 - C40	5.68	0.22
STORY3 - C8	5.26	0.88	STORY3 - C41	14.85	0.38
STORY3 - C9	3.7	0.97	STORY3 - C42	1.16	0.66
STORY3 - C10	1.65	0.75	STORY3 - C43	1.76	0.71
STORY3 - C11	5.12	0.25	STORY3 - C44	3.01	0.21
STORY3 - C12	1.08	0.19	STORY3 - C45	6.82	0.5
STORY3 - C13	5.04	0.73	STORY3 - C46	6.91	0.62

STORY3 - C16	7.25	0.9	STORY3 - C47	8.39	0.67
STORY3 - C17	3.12	0.52	STORY3 - C48	5.82	0.36
STORY3 - C18	3.15	0.94	STORY3 - C49	5.78	0.36
STORY3 - C20	3.88	1.44	STORY3 - C50	7.95	0.32
STORY3 - C21	2.31	0.99	STORY3 - C51	7.91	0.34
STORY3 - C22	2.48	0.25	STORY3 - C58	4.57	0.3
STORY3 - C29	5.01	0.73	STORY3 - C59	6.37	0.4
STORY3 - C30	3.4	1.14	STORY3 - C60	6.41	0.37
STORY3 - C31	7.23	0.76	STORY3 - C61	6.37	0.36
STORY3 - C32	2.77	0.28	STORY3 - C62	7.1	0.36
STORY3 - C33	1.17	0.21	STORY3 - C63	4.82	0.27

Πίνακας 16 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων οροφή ισογείου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY2 - C1	7.33	0.23	STORY2 - C31	8.67	0.49
STORY2 - C2	2.34	0.74	STORY2 - C32	2.77	0.4
STORY2 - C3	4.81	1.07	STORY2 - C33	1.44	0.5
STORY2 - C4	4.53	0.8	STORY2 - C34	7.23	0.34
STORY2 - C5	4.87	0.45	STORY2 - C35	1.73	0.69
STORY2 - C6	4.89	0.47	STORY2 - C36	11.92	1.17
STORY2 - C7	4.14	0.68	STORY2 - C37	7.69	1.3
STORY2 - C8	3.65	0.99	STORY2 - C38-1	5.16	0.99
STORY2 - C9	2.57	0.94	STORY2 - C39-1	6.46	0.94
STORY2 - C10	2.22	0.51	STORY2 - C40-1	9.27	0.57
STORY2 - C11	3.92	0.36	STORY2 - C41	5.95	0.56
STORY2 - C12	1.69	0.51	STORY2 - C42	2.5	0.52
STORY2 - C13	3.98	0.67	STORY2 - C43	2.04	0.42
STORY2 - C14-1	5.28	0.15	STORY2 - C44	10.09	1.69
STORY2 - C15-1	6.34	0.2	STORY2 - C45	5.03	0.91
STORY2 - C16	2.32	0.39	STORY2 - C46-1	2.93	0.31
STORY2 - C17	2.74	0.47	STORY2 - C47-1	6.63	0.44
STORY2 - C18	2.89	0.57	STORY2 - C48-1	11.18	0.81

STORY2 - C19-1	4.04	0.67	STORY2 - C49	6.49	0.03
STORY2 - C20	4.04	1.05	STORY2 - C50	2.21	0.18
STORY2 - C21	2.87	0.75	STORY2 - C51	4.43	0.33
STORY2 - C22	2.1	0.42	STORY2 - C58	2.12	0.17
STORY2 - C23	1.08	0.66	STORY2 - C59	1.67	0.26
STORY2 - C24-1	5.53	0.14	STORY2 - C60	2.72	0.29
STORY2 - C25-1	5.19	0.15	STORY2 - C61	2.66	0.28
STORY2 - C29	3.96	0.64	STORY2 - C62	2.15	0.24
STORY2 - C30	3.26	0.61	STORY2 - C63	2.73	0.1

Πίνακας 17 Δείκτες ανεπάρκειας υποστρωμάτων οροφή υπογείου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY1 - C1	6.99	0.13	STORY1 - C26-1	1.64	0.09
STORY1 - C2	2.54	0.74	STORY1 - C27-1	1.57	0.06
STORY1 - C3	2.71	0.85	STORY1 - C28-1	1.56	0.08
STORY1 - C4	2.71	0.53	STORY1 - C29	0.07	0.07
STORY1 - C5	1.54	0.39	STORY1 - C30	2.61	0.12
STORY1 - C6	1.44	0.39	STORY1 - C31	9.97	0.23
STORY1 - C7	2.26	0.55	STORY1 - C32	2.15	0.14
STORY1 - C8	0.88	0.57	STORY1 - C33	0.87	0.45
STORY1 - C9	1.84	0.46	STORY1 - C34	7.37	0.48
STORY1 - C10	1.31	0.25	STORY1 - C35	2.33	0.91
STORY1 - C11	2.66	0.18	STORY1 - C36	3.33	0.38
STORY1 - C12	1.02	0.34	STORY1 - C41	5.74	0.91
STORY1 - C13	0.03	0.08	STORY1 - C42	2.81	0.36
STORY1 - C14	0.5	0.36	STORY1 - C43	1.37	0.22
STORY1 - C15	0.3	0.38	STORY1 - C44	1.63	0.7
STORY1 - C16	1.95	0.45	STORY1 - C45	3.81	0.45
STORY1 - C17	2.11	0.53	STORY1 - C46-2	2.22	0.17
STORY1 - C18	2.33	0.38	STORY1 - C47-2	3.05	0.33
STORY1 - C19	3.07	0.79	STORY1 - C49	0.77	0.08
STORY1 - C20	5.91	0.55	STORY1 - C58	4.74	0.22

STORY1 - C21	4.06	0.37	STORY1 - C59	2.21	0.32
STORY1 - C22	1.56	0.41	STORY1 - C60	2.17	0.32
STORY1 - C23	0.69	0.67	STORY1 - C61	2.3	0.31
STORY1 - C24	0.39	0.38	STORY1 - C62	2.5	0.27
STORY1 - C25	0.29	0.35	STORY1 - C63	1.63	0.13

Από στατιστική επεξεργασία των παραπάνω αποτελεσμάτων προέκυψε ότι 113 στοιχεία υποστρωμάτων σε σύνολο 237, δηλαδή άνω του 1/3 του συνόλου έχουν $\lambda > 4$. Επομένως σύμφωνα με την παράγραφο 5.5.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η αντίσταση του κτιρίου σε σεισμό είναι πολύ μικρή και θα περιίτεπε περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου. Επίσης 16 στοιχεία έχουν ανεπάρκεια από διάτμηση.

Πίνακας 18 Μέσοι δείκτες ανεπάρκειας υποστρωμάτων ανά όροφο σε κάμψη και διάτμηση

Όροφος	λ_f	λ_s
STORY6	5.09	0.61
STORY5	5.82	0.46
STORY4	4.93	0.54
STORY3	4.82	0.57
STORY2	4.42	0.56
STORY1	2.43	0.38

Πίνακας 19 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών - Οροφή Γ' & Δ' ορόφου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY6 - B179	10.88	0.39	STORY5 - B179	15.48	0.66
STORY6 - B211	8.26	0.59	STORY5 - B211	14.11	1.04
STORY6 - B221	3.39	0.18	STORY5 - B221	6.62	0.34
STORY6 - B225	2.02	0.15	STORY5 - B225	4.41	0.32
STORY6 - B227	6.89	0.24	STORY5 - B227	7.88	0.28
STORY6 - B228	1.00	0.20	STORY5 - B228	2.97	0.34
STORY6 - B229	2.92	0.24	STORY5 - B229	5.57	0.33
STORY6 - B232	8.66	0.39	STORY5 - B232	12.97	0.57
STORY6 - B235	8.63	0.32	STORY5 - B235	13.19	0.5

STORY6 - B237	10.61	0.44	STORY5 - B237	20.77	0.81
STORY6 - B243	10.11	0.48	STORY5 - B243	12.81	0.60
STORY6 - B248	3.12	0.20	STORY5 - B248	6.26	0.35
STORY6 - B250	1.68	0.15	STORY5 - B250	3.31	0.21
STORY6 - B251	1.09	0.11	STORY5 - B251	2.15	0.15
STORY6 - B252	1.32	0.12	STORY5 - B252	2.73	0.18
STORY6 - B253	5.91	0.39	STORY5 - B253	9.17	0.56
STORY6 - B254	4.38	0.26	STORY5 - B254	8.63	0.42
STORY6 - B259	5.63	0.23	STORY5 - B259	8.85	0.42
STORY6 - B261	5.69	0.28	STORY5 - B261	11.32	0.56
STORY6 - B262	5.46	0.28	STORY5 - B262	10.77	0.54
STORY6 - B263	5.42	0.27	STORY5 - B263	10.68	0.53
STORY6 - B264	4.34	0.19	STORY5 - B264	7.79	0.36
STORY6 - B269	7.86	0.12	STORY5 - B269	9.25	0.13
STORY6 - B270	10.35	0.15	STORY5 - B270	12.25	0.17
STORY6 - B271	8.23	0.12	STORY5 - B271	9.30	0.14
STORY6 - B310	7.71	0.11	STORY5 - B310	8.25	0.12
STORY6 - B311	9.60	0.13	STORY5 - B311	8.9	0.13
STORY6 - B312	11.24	0.15	STORY5 - B312	10.76	0.15
STORY6 - B313	8.19	0.12	STORY5 - B313	8.62	0.13
STORY6 - B314	8.90	0.13	STORY5 - B314	9.08	0.13
STORY6 - B315	10.9	0.15	STORY5 - B315	10.69	0.25
STORY6 - B316	8.20	0.12	STORY5 - B319	7.46	0.23
STORY6 - B317	7.68	0.12	STORY5 - B320	6.74	0.22
STORY6 - B318	10.31	0.15	STORY5 - B321	9.38	0.26

Πίνακας 20 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών - Οροφή Β' ορόφου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY4 - B1	8.35	0.18	STORY4 - B243	13.6	0.69
STORY4 - B3	3.49	0.11	STORY4 - B248	4.8	0.33
STORY4 - B5	2.42	0.13	STORY4 - B250	2.74	0.19
STORY4 - B38	0.29	0.12	STORY4 - B251	3.1	0.18

STORY4 - B43	1.04	0.19	STORY4 - B252	4.01	0.21
STORY4 - B48	2.09	0.24	STORY4 - B253	10.19	0.57
STORY4 - B66	20.66	0.56	STORY4 - B254	10.84	0.48
STORY4 - B70	2.08	0.19	STORY4 - B259	10.42	0.45
STORY4 - B76	25	0.32	STORY4 - B261	11.19	0.55
STORY4 - B80	1.79	0.2	STORY4 - B262	10.78	0.54
STORY4 - B97	6.05	0.16	STORY4 - B263	11.12	0.55
STORY4 - B107	7.04	0.4	STORY4 - B264	8.57	0.38
STORY4 - B111	8.89	0.44	STORY4 - B372	5.67	0.12
STORY4 - B134	2.7	0.24	STORY4 - B373	0.66	0.12
STORY4 - B139	1.76	0.14	STORY4 - B374	0.42	0.05
STORY4 - B141	1.19	0.12	STORY4 - B375	1.52	0.13
STORY4 - B166	7.68	0.25	STORY4 - B376	1.97	0.11
STORY4 - B169	7.64	0.28	STORY4 - B377	1.52	0.06
STORY4 - B175	14.11	0.49	STORY4 - B378	1.35	0.08
STORY4 - B177	7.36	0.44	STORY4 - B379	3.47	0.13
STORY4 - B179	33.36	0.95	STORY4 - B380	1.91	0.09
STORY4 - B181	15.11	0.76	STORY4 - B381	3.19	0.1
STORY4 - B191	9.7	0.53	STORY4 - B382	1.71	0.08
STORY4 - B201	19.73	0.83	STORY4 - B383	2.5	0.18
STORY4 - B211	20.51	1.61	STORY4 - B384	12.31	0.36
STORY4 - B212	23.25	1.78	STORY4 - B385	3.58	0.34
STORY4 - B221	6.41	0.31			
STORY4 - B225	7.99	0.25			
STORY4 - B227	6.77	0.25			
STORY4 - B228	2.86	0.35			
STORY4 - B229	6.02	0.33			
STORY4 - B232	13.56	0.52			
STORY4 - B235	13.75	0.56			
STORY4 - B237	20.99	0.84			

Πίνακας 21 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών - Οροφή Α' ορόφου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY3 - B1	11.03	0.24	STORY3 - B162	7.17	0.37
STORY3 - B3	2.88	0.20	STORY3 - B167	12.82	0.44
STORY3 - B5	4.00	0.21	STORY3 - B170	19.65	0.67
STORY3 - B7	9.60	0.37	STORY3 - B175	14.53	0.28
STORY3 - B9	2.14	0.29	STORY3 - B177	9.96	0.30
STORY3 - B11	1.89	0.28	STORY3 - B179	32.88	0.90
STORY3 - B13	4.58	0.46	STORY3 - B181	13.70	0.82
STORY3 - B16	12.22	0.31	STORY3 - B191	10.76	0.61
STORY3 - B19	9.85	0.42	STORY3 - B201	24.04	0.87
STORY3 - B24	4.45	0.27	STORY3 - B211	17.75	1.42
STORY3 - B25	12.03	0.38	STORY3 - B213	7.35	0.43
STORY3 - B31	12.45	0.53	STORY3 - B216	10.06	0.58
STORY3 - B39	0.59	0.14	STORY3 - B221	8.07	0.32
STORY3 - B44	3.04	0.24	STORY3 - B225	10.63	0.43
STORY3 - B49	5.77	0.37	STORY3 - B227	6.68	0.25
STORY3 - B55	0.69	0.04	STORY3 - B228	3.16	0.38
STORY3 - B56	3.52	0.13	STORY3 - B229	6.66	0.37
STORY3 - B67	12.62	0.46	STORY3 - B232	15.78	0.60
STORY3 - B71	5.32	0.24	STORY3 - B235	15.87	0.65
STORY3 - B77	7.09	0.46	STORY3 - B237	24.01	0.95
STORY3 - B81	4.83	0.39	STORY3 - B243	14.55	0.75
STORY3 - B85	2.06	0.29	STORY3 - B248	4.51	0.32
STORY3 - B86	3.96	0.59	STORY3 - B250	3.26	0.21
STORY3 - B89	11.20	0.45	STORY3 - B251	3.43	0.19
STORY3 - B97	7.31	0.53	STORY3 - B252	4.43	0.23
STORY3 - B108	13.92	0.61	STORY3 - B253	10.79	0.81
STORY3 - B112	13.99	0.62	STORY3 - B254	11.15	0.48
STORY3 - B128	0.80	0.05	STORY3 - B259	11.14	0.50
STORY3 - B129	5.14	0.14	STORY3 - B261	11.05	0.57
STORY3 - B140	4.92	0.19	STORY3 - B262	11.86	0.61
STORY3 - B142	7.55	0.67	STORY3 - B263	11.47	0.57

STORY3 - B145	2.47	0.13	STORY3 - B264	9.47	0.40
STORY3 - B146	2.53	0.18	STORY3 - B386	13.78	0.26
STORY3 - B160	11.03	0.49	STORY3 - B387	13.59	0.51
STORY3 - B161	4.34	0.29	STORY2 - B2	12.91	0.49

Πίνακας 22 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών - Οροφή ισογείου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY2 - B4	40.74	0.71	STORY2 - B121	0.55	0.09
STORY2 - B6	14.06	0.49	STORY2 - B123	0.51	0.08
STORY2 - B8	5.83	0.27	STORY2 - B126	1.23	0.13
STORY2 - B10	6.75	0.27	STORY2 - B127	1.09	0.10
STORY2 - B12	5.28	0.27	STORY2 - B130	4.55	0.30
STORY2 - B14	4.34	0.43	STORY2 - B132	14.28	0.33
STORY2 - B17	15.62	0.47	STORY2 - B133	6.96	0.31
STORY2 - B20	16.40	0.43	STORY2 - B135	1.61	0.17
STORY2 - B22	4.77	0.34	STORY2 - B136	3.73	0.20
STORY2 - B26	26.06	1.28	STORY2 - B137	3.19	0.21
STORY2 - B30	3.87	0.16	STORY2 - B143	8.00	0.42
STORY2 - B32	3.96	0.23	STORY2 - B147	0.56	0.08
STORY2 - B33	4.29	0.22	STORY2 - B148	0.87	0.09
STORY2 - B34	19.64	0.62	STORY2 - B149	4.00	0.17
STORY2 - B36	6.54	0.17	STORY2 - B150	4.18	0.14
STORY2 - B40	7.09	0.19	STORY2 - B151	4.57	0.24
STORY2 - B42	12.30	0.25	STORY2 - B153	4.51	0.34
STORY2 - B45	1.60	0.17	STORY2 - B159	2.85	0.16
STORY2 - B50	7.03	0.22	STORY2 - B163	24.48	1.20
STORY2 - B57	4.36	0.30	STORY2 - B168	20.54	0.28
STORY2 - B59	14.00	0.33	STORY2 - B171	23.60	0.68
STORY2 - B60	1.48	0.16	STORY2 - B173	4.73	0.33
STORY2 - B62	1.69	0.16	STORY2 - B176	13.80	0.49
STORY2 - B64	6.03	0.27	STORY2 - B178	30.01	1.01
STORY2 - B68	16.45	0.51	STORY2 - B180	11.92	0.76

STORY2 - B72	20.67	0.56	STORY2 - B182	45.22	1.47
STORY2 - B74	8.54	0.44	STORY2 - B192	14.03	0.55
STORY2 - B78	11.09	0.61	STORY2 - B202	41.85	1.57
STORY2 - B82	4.17	0.26	STORY2 - B211	27.89	1.67
STORY2 - B88	9.48	0.24	STORY2 - B214	8.92	0.31
STORY2 - B90	0.47	0.05	STORY2 - B217	6.71	0.47
STORY2 - B91	0.46	0.08	STORY2 - B220	6.32	0.25
STORY2 - B109	18.71	0.59	STORY2 - B222	16.26	1.77
STORY2 - B113	13.73	0.35	STORY2 - B225	4.62	0.29
STORY2 - B115	1.22	0.16	STORY2 - B226	8.74	0.36
STORY2 - B117	1.77	0.18	STORY2 - B227	6.44	0.37
STORY2 - B119	1.21	0.17	STORY2 - B228	4.06	0.58

Πίνακας 23 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών - Οροφή ισογείου & υπογείου

Όνομα	λ_f	λ_s	Όνομα	λ_f	λ_s
STORY2 - B229	5.87	1.02	STORY1 - B79	10.85	0.30
STORY2 - B232	11.88	0.70	STORY1 - B83	1.26	0.17
STORY2 - B235	10.24	0.58	STORY1 - B87	4.20	0.23
STORY2 - B237	32.16	1.55	STORY1 - B92	13.54	0.22
STORY2 - B239	14.74	1.09	STORY1 - B93	7.01	0.17
STORY2 - B243	14.61	0.83	STORY1 - B94	9.29	0.31
STORY2 - B248	4.76	0.38	STORY1 - B95	5.38	0.16
STORY2 - B250	2.90	0.27	STORY1 - B96	44.84	1.59
STORY2 - B251	2.94	0.24	STORY1 - B100	2.85	0.14
STORY2 - B252	3.40	0.26	STORY1 - B103	2.43	0.12
STORY2 - B254	3.43	0.26	STORY1 - B110	0.51	0.08
STORY2 - B256	9.66	0.66	STORY1 - B114	6.12	0.31
STORY2 - B259	8.22	0.29	STORY1 - B116	1.25	0.16
STORY2 - B261	11.00	0.36	STORY1 - B118	2.10	0.23
STORY2 - B262	10.05	0.56	STORY1 - B120	1.14	0.11
STORY2 - B263	16.77	0.39	STORY1 - B122	0.32	0.11
STORY2 - B264	6.48	0.24	STORY1 - B124	1.21	0.14
STORY1 - B15	1.88	0.24	STORY1 - B131	2.01	0.14

STORY1 - B18	2.51	0.29	STORY1 - B144	1.59	0.20
STORY1 - B21	6.08	0.28	STORY1 - B152	1.79	0.12
STORY1 - B27	5.92	0.18	STORY1 - B154	3.09	0.16
STORY1 - B29	6.07	0.33	STORY1 - B155	6.39	0.20
STORY1 - B35	4.54	0.22	STORY1 - B156	5.86	0.18
STORY1 - B37	3.70	0.20	STORY1 - B158	6.22	0.33
STORY1 - B41	4.21	0.21	STORY1 - B164	6.31	0.22
STORY1 - B46	1.06	0.09	STORY1 - B172	6.89	0.17
STORY1 - B47	0.53	0.08	STORY1 - B215	4.19	0.37
STORY1 - B51	3.73	0.19	STORY1 - B218	5.81	0.35
STORY1 - B52	1.36	0.13	STORY1 - B219	16.64	0.31
STORY1 - B53	1.76	0.11	STORY1 - B225	11.27	0.44
STORY1 - B58	1.32	0.14	STORY1 - B230	2.94	0.27
STORY1 - B61	1.21	0.13	STORY1 - B240	11.01	0.05
STORY1 - B63	2.14	0.19	STORY1 - B249	0.37	0.09
STORY1 - B65	1.60	0.14	STORY1 - B255	9.73	0.39
STORY1 - B69	9.10	0.28	STORY1 - B257	8.58	0.27
STORY1 - B73	5.19	0.23	STORY1 - B260	2.35	0.23
STORY1 - B75	12.65	0.30	STORY1 - B388	2.31	0.37

Πίνακας 24 Μέσοι δείκτες ανεπάρκειας δοκών ανά όροφο σε κάμψη και διάτμηση

	λ_f	λ_s
STORY6	6.66	0.23
STORY5	9.09	0.36
STORY4	7.91	0.37
STORY3	9.10	0.43
STORY2	9.90	0.44
STORY1	5.37	0.23

Από στατιστική επεξεργασία των παραπάνω αποτελεσμάτων προέκυψε ότι 239 στοιχεία δοκών σε σύνολο 346, δηλαδή άνω του 1/3 του συνόλου έχουν $\lambda > 4$. Επομένως σύμφωνα με την παράγραφο 5.5.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΙΕ. η αντίσταση του κτιρίου σε σεισμό είναι πολύ μικρή και θα περιττεύε περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου. Επίσης 15 στοιχεία έχουν ανεπάρκεια από διάτμηση.

7.2 Έλεγχος σε ικανοτική τέμνουσα

Σύμφωνα με το σχόλιο της παραγράφου 5.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι λόγοι λ υπολογίζονται μόνο με βάση τις αντοχές σε κάμψη, αφενός για συντόμευση των σχετικών υπολογισμών και αφετέρου διότι, ακόμη και στην περίπτωση που επιλεγεί (συνεκτιμώντας και τις τιμές των λ) ελαστική μέθοδος ανάλυσης, οι έλεγχοι σε τέμνουσα γίνονται με ικανοτική θεώρηση (βλ. Κεφ. 9), άρα ελέγχεται η απαίτηση $\lambda < 1$ για την ικανοτική τέμνουσα.

Έλεγχος δοκών

Παρουσιάζεται η μεθοδολογία ελέγχου της δοκού B388-story 1 (B40x70). Στον ακόλουθο πίνακα δίνεται ο οπλισμός της εν λόγω δοκού για να υπάρχει πλήρης αίσθηση για τα χαρακτηριστικά της.

Αρ. Κάτω	Αρ. Άνω	Κεντ. Κάτω	Κέντ. Άνω	Δεξ. Κάτω	Δεξ. Άνω	Εγκάρσιος αριστερά	Εγκάρσιος δεξιά
4Φ20	2Φ16 + 4Φ20	8Φ20	2Φ12	4Φ20	4Φ20	Φ8/20 + 4Φ20*	Φ8/20 + 4Φ20*

*Σημειώνεται ότι στην ανάληψη τέμνουσας δύναμης συμμετέχουν και οι κάτω οπλισμοί της δοκού, οι οποίοι κάμπτονται κοντά στα άκρα της.

Από το λογισμικό ανάλυσης υπολογίζονται οι ροπές αντοχής της δοκού στα δύο άκρα της για θετική και αρνητική ροπή:

$$MR_{lb} = 150.51 \text{ kNm}$$

$$MR_{lt} = 194.73 \text{ kNm}$$

$$MR_{rb} = 150.51 \text{ kNm}$$

$$MR_{rt} = 150.51 \text{ kNm}$$

Υπολογίζονται επίσης οι τέμνουσες δράσεις στα δύο άκρα της δοκού:

$$V_{lmax} = 40.12 \text{ kN}$$

$$V_{rmax} = 310.75 \text{ kN}$$

$$V_{lmin} = -53.47 \text{ kN}$$

$$V_{rmin} = -263.2 \text{ kN}$$

Η ικανοτική τέμνουσα προκύπτει από τη σχέση:

$$V_{cd} = [(\min MR_{lb}, MR_{lt}) + (\min MR_{rb}, MR_{rt})] / L = 60.20 \text{ kN}$$

όπου

L το μήκος της δοκού

Ο λόγος ανεπάρκειας προκύπτει ως:

$$\lambda = \min[V_{lmax}, V_{rmax}, V_{lmin}, V_{rmin}] / V_{cd} = 5.16$$

Από τον έλεγχο των 346 δοκών μόνο 3 ικανοποιούν τον ικανοτικό έλεγχο.

Έλεγχος υποστυλωμάτων

Παρουσιάζεται η μεθοδολογία ελέγχου του υποστυλώματος C63-story 1 (C40x40). Στον ακόλουθο πίνακα δίνεται ο εγκάρσιος και ο διαμήκης οπλισμός του υποστυλώματος προκειμένου να υπάρχει πλήρης αίσθηση για τα χαρακτηριστικά του.

Διαμήκης οπλισμός	Εγκάρσιος οπλισμός
4Φ16+2Φ18	Φ6/20

Από το λογισμικό ανάλυσης υπολογίζονται οι ροπές αντοχής στην κορυφή και τη βάση του υποστυλώματος περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα της διατομής:

$$MR_{3b} = 43.30\text{kNm}$$

$$MR_{2b} = 43.30\text{kNm}$$

$$MR_{3t} = 43.30\text{kNm}$$

$$MR_{2t} = 43.30\text{kNm}$$

Υπολογίζονται ακόμα οι τέμνουσες δράσεις στα άκρα του υποστυλώματος περί τους δύο άξονες:

$$V_{2b} = 23.89\text{kN}$$

$$V_{2t} = 48.60\text{kN}$$

$$V_{3b} = 36.86\text{kN}$$

$$V_{3t} = 66.45\text{kN}$$

Η ικανοτική τέμνουσα προκύπτει από τη σχέση:

$$V_{3cd} = (MR_{2b} + MR_{2t}) / L = 24.74\text{kN}$$

$$V_{2cd} = (MR_{3b} + MR_{3t}) / L = 24.74\text{kN}$$

όπου

L το μήκος του υποστυλώματος

Ο λόγος ανεπάρκειας προκύπτει ως:

$$\lambda = \min[V_{2b}/V_{cd}, V_{2t}/V_{cd}, V_{3b}/V_{cd}, V_{3t}/V_{cd}] = 2.69$$

Από τον έλεγχο των 237 υποστυλωμάτων κανένα δεν ικανοποιεί τον έλεγχο.

Είναι επομένως προφανές ότι τα υποστυλώματα και οι δοκοί πρέπει να ενισχυθούν σε τέμνουσα δύναμη.

7.3 Γενικοί έλεγχοι - Επιλογή μεθόδου ανάλυσης

Σε πρώτο στάδιο πραγματοποιείται μία ελαστική στατική ανάλυση για να διενεργηθούν κάποιοι γενικοί έλεγχοι που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια και να διαπιστωθεί ποια ανάλυση είναι κατάλληλη για την αποτίμηση της

φέρουσας ικανότητας και τον ανασχεδιασμό του κτιρίου, εφόσον αυτός πραγματοποιηθεί.

7.3.1 Εφαρμοσιμότητα ελαστικής στατικής ανάλυσης

7.3.1.1 Μορφολογική κανονικότητα κτιρίου

Το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες:

α. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.

β. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε συνεχίζει στο γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.

γ. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_{i=1}^n \lambda_i V_{si}}{\sum_{i=1}^n V_{si}} \quad \text{Εξ. (5.5) ΚΑΝ.ΕΠΕ.}$$

Στη σχέση αυτή, λ είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου, V_{si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για $q=1$), και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου 'k'.

δ. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1.5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο εντός του επιπέδου του.

Τα (α) και (β) ικανοποιούνται προφανώς από τη μορφή του κτιρίου. Στη συνέχεια εξετάζονται οι απαιτήσεις (γ) και (δ).

Εξετάζεται το (γ):

Εφόσον ως πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία θεωρηθούν τα υποστυλώματα, ο έλεγχος παρουσιάζεται στον πίνακα 25:

Πίνακας 25 Μέσος δείκτης ανεπάρκειας ορόφων και ποσοστιαία σχέση του με τον υπερκείμενο και υποκείμενο όροφο εφόσον ως πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία θεωρηθούν μόνον τα υποστυλώματα

	λ_k	υποκείμενος	υπερκείμενος
STORY6	6.77	67.58	-
STORY5	10.02	88.73	147.97

STORY4	11.29	102.48	112.70
STORY3	11.02	73.01	97.58
STORY2	15.10	155.89	136.97
STORY1	9.68	-	64.15

Εφόσον ως πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία θεωρηθούν και οι δοκοί, ο έλεγχος παρουσιάζεται στον πίνακα 26:

Πίνακας 26 Μέσος δείκτης ανεπάρκειας ορόφων και ποσοστιαία σχέση του με τον υπερκείμενο και υποκείμενο όροφο εφόσον ως πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία θεωρηθούν τα υποστυλώματα και οι δοκοί

	λκ	υποκείμενος	υπερκείμενος
STORY6	6.19	236.72	-
STORY5	2.62	25.72	42.24
STORY4	10.17	107.36	388.86
STORY3	9.47	81.25	93.15
STORY2	11.66	178.67	123.07
STORY1	6.53	-	55.97

Από τους δύο πίνακες προκύπτει ότι δεν ικανοποιείται η συνθήκη (γ).

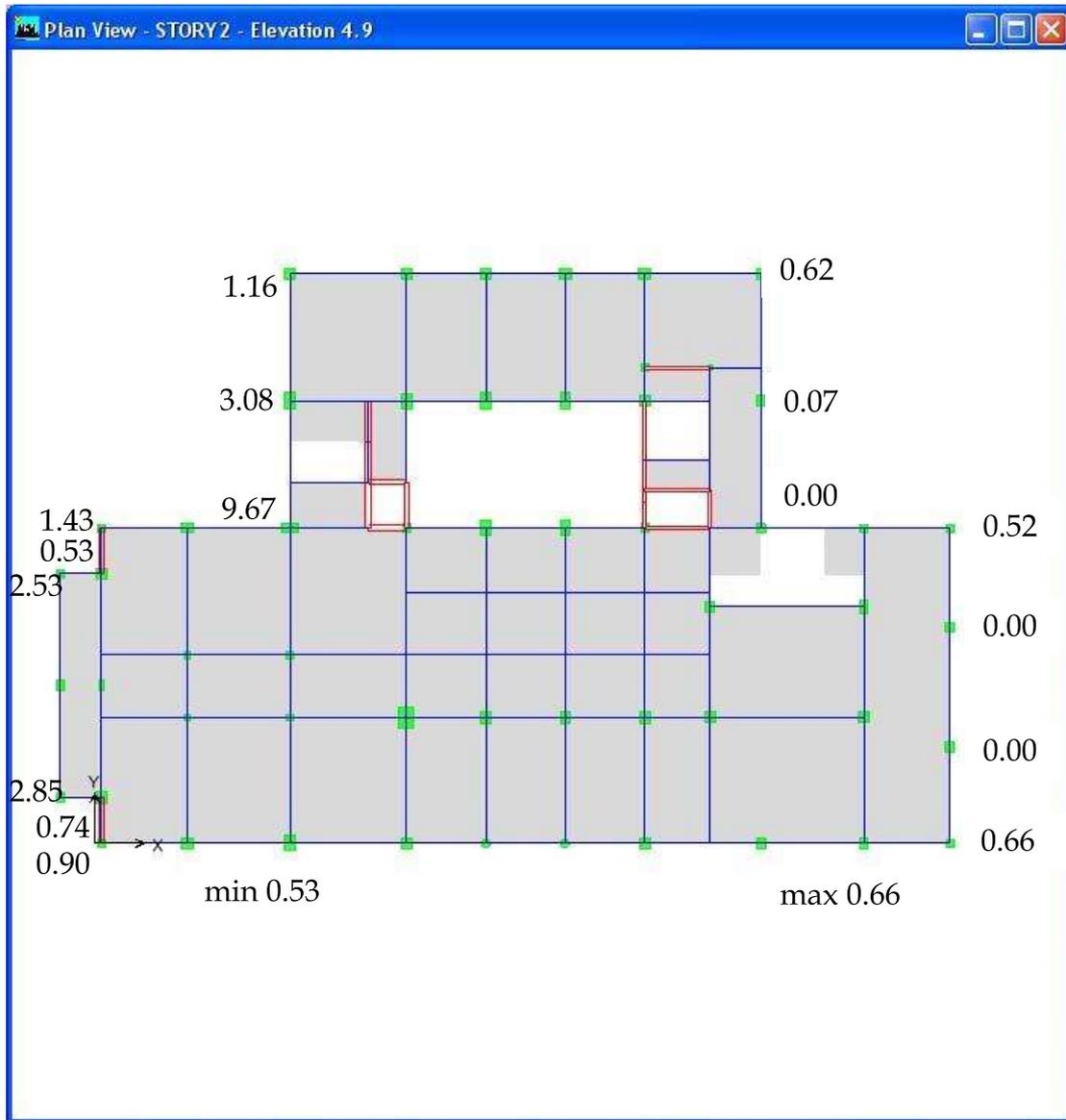
Διερεύνηση συνθήκης (δ)

Ο έλεγχος γίνεται στην οροφή του ισογείου για τους συνδυασμούς

$$G + 0.5Q + EXSTAT$$

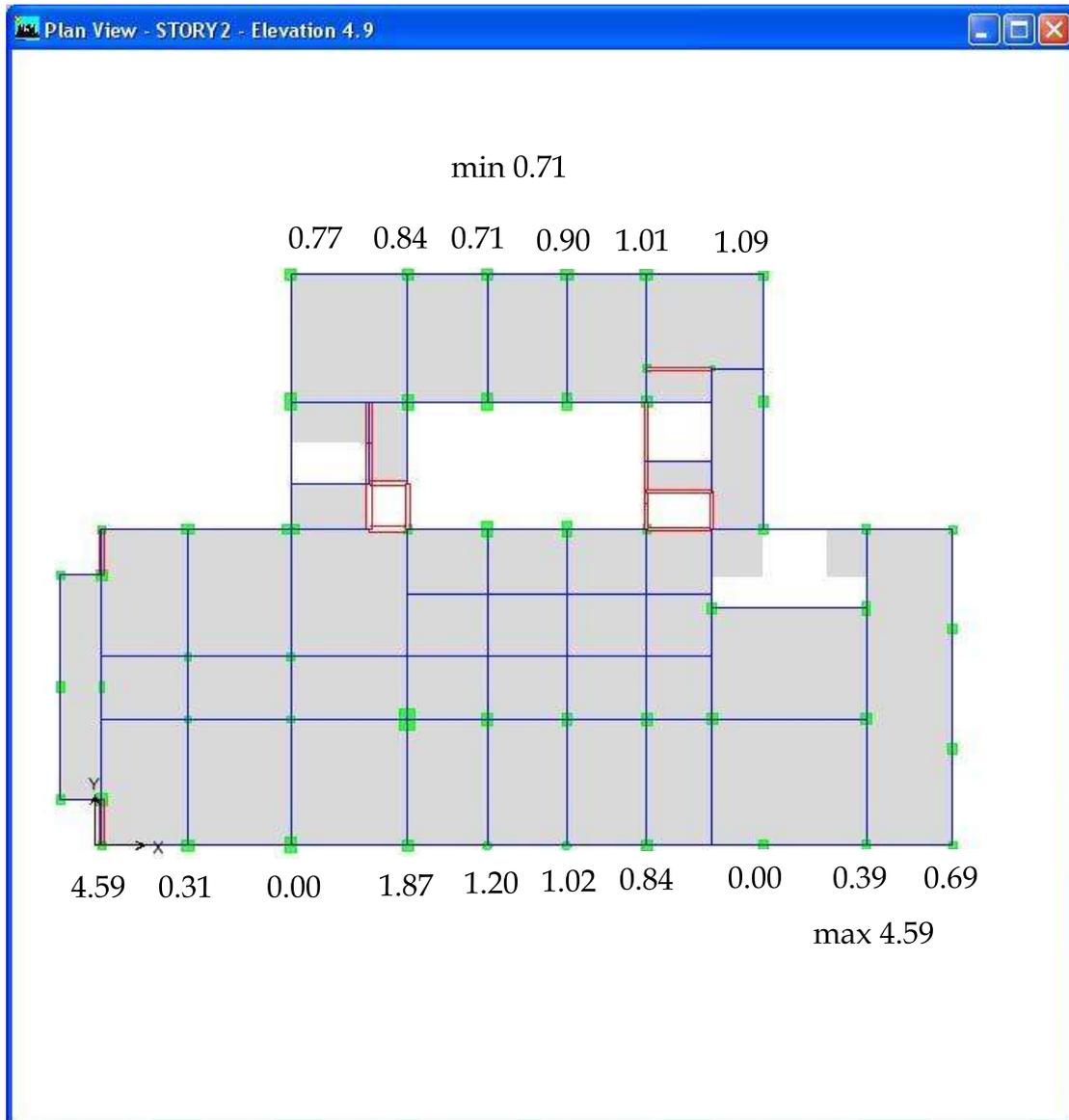
$$G + 0.5Q + EYSTAT$$

Στα σχήματα 53 και 54 σημειώνονται οι λόγοι ανεπάρκειας στις πλευρές του κτιρίου.



Σχήμα 53: Δείκτης ανεπάρκειας για τη φόρτιση $G + 0.5Q + EXSTAT$

$$\max\lambda / \min\lambda = 0.66 / 0.53 = 1.25 < 1.50 \Rightarrow \text{ικανοποιείται}$$



Σχήμα 54: Δείκτης ανεπάρκειας για τη φόρτιση $G + 0.5Q + E_{\text{STAT}}$

$\max\lambda/\min\lambda = 4.59/0.71 = 6.46 > 1.50 \Rightarrow$ δεν ικανοποιείται.

Από τα σχήματα 53, 54 προκύπτει ότι δεν ικανοποιείται το (δ). Επομένως το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό.

7.3.1.2 Έλεγχος εφαρμοσιμότητας ελαστικής στατικής ανάλυσης

Προϋποθέσεις εφαρμογής:

Στην παράγραφο 5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνονται κάποιες προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής στατικής ανάλυσης οι οποίες ελέγχονται παρακάτω.

(i) Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda < 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$, αλλά το κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί μορφολογικά κανονικό κατά την §5.5.1.2.

- (ii) Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_0 είναι μικρότερη του $3.5T_2$ (για τον ορισμό του T_2 βλ. Πίν. 2.4 ΕΑΚ).
- (iii) Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα).
- (iv) Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο.
- (v) Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
- (vi) Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Έλεγχος προϋποθέσεων

- (i). Υπάρχουν στοιχεία για τα οποία $\lambda > 2.5$ και το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό. Επομένως η συνθήκη δεν ικανοποιείται.
- (ii). $T_0 = 0.72 < 3.5T_2 = 3.5 \cdot 0.60 = 2.10 \text{sec}$. Επομένως η συνθήκη ικανοποιείται.
- (iii). Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα). Ως κριτήριο αυτής της προϋπόθεσης, στην περίπτωση που το διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας το σχετικό βέλος ορόφων σε οποιαδήποτε πλευρά του κτιρίου να μην υπερβαίνει το 150% του μέσου σχετικού βέλους (βλέπε σχόλια ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Πίνακας 27 Σχέση σχετικού βέλους ορόφου - μέσου σχετικού βέλους EXSTAT

Story	DriftX	%
STORY6	0.006944	95.42
STORY5	0.007302	100.34
STORY4	0.007581	104.18
STORY3	0.009448	129.83
STORY2	0.008767	120.47
STORY1	0.003621	49.76
Average	0.007277	

Πίνακας 28 Σχέση σχετικού βέλους ορόφου - μέσου σχετικού βέλους EYSTAT

Story	DriftX	%
STORY6	0.00496	87.96

STORY5	0.00551	97.72
STORY4	0.005244	93.00
STORY3	0.007182	127.37
STORY2	0.006417	113.80
STORY1	0.00452	80.16
Average	0.005639	

Επομένως η συνθήκη ικανοποιείται.

(iv). Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο. Ως κριτήριο αυτής της προϋπόθεσης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας το μέσο σχετικό βέλος ενός ορόφου (εξαιρούνται τα προσαρτήματα) να μην υπερβαίνει το 150% του σχετικού βέλους του υποκείμενου ή του υπερκείμενου ορόφου.

Πίνακας 29 Σχέση σχετικού βέλους ορόφου - σχετικού βέλους υποκείμενου και υπερκείμενου ορόφου

		υποκείμενος	υπερκείμενος
Story	DriftX	%	%
STORY6	0.006944	95.10	
STORY5	0.007302	96.32	105.16
STORY4	0.007581	80.24	103.82
STORY3	0.009448	107.77	124.63
STORY2	0.008767	242.12	92.79
STORY1	0.003621		41.30

Πίνακας 30 Σχέση σχετικού βέλους ορόφου - σχετικού βέλους υποκείμενου και υπερκείμενου ορόφου

		υποκείμενος	υπερκείμενος
Story	DriftY	%	%
STORY6	0.00496	90.02	
STORY5	0.00551	105.07	111.09
STORY4	0.005244	73.02	95.17
STORY3	0.007182	111.92	136.96
STORY2	0.006417	141.97	89.35
STORY1	0.00452		70.44

Επομένως η συνθήκη δεν ικανοποιείται.

(v). Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.

Το κριτήριο αυτό είναι παρόμοιο με το (3) που ικανοποιείται.

(vi). Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετους άξονες.

Η συνθήκη ικανοποιείται.

Δεδομένου ότι τουλάχιστον μία από τις παραπάνω προϋποθέσεις δεν ικανοποιείται, η ελαστική στατική μέθοδος δεν μπορεί να εφαρμοστεί στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και στον ανασχεδιασμό του κτιρίου.

7.3.2 Εφαρμοσιμότητα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Προϋποθέσεις εφαρμογής

α. Το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου ορίζεται από τις εξής συνθήκες:

- (i) Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda < 2.5$, ή
- (ii) Για ορισμένα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$, αλλά το κτίριο χαρακτηρίζεται ως μορφολογικά κανονικό κατά την §5.5.1.2.

β. Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στην §4.5.1 αυξάνονται κατά 15%.

Στην περίπτωση ανασχεδιασμού του κτιρίου επομένως δεν μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε ούτε την ελαστική δυναμική ανάλυση και θα πρέπει να καταφύγουμε ή σε ανελαστική στατική ανάλυση ή σε ανελαστική δυναμική ανάλυση.

Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας όμως μπορούμε να εφαρμόσουμε τη δυναμική ελαστική ανάλυση αρκεί να τροποποιήσουμε τους συνδυασμούς δράσεων ως κάτωθι:

$$1.15(G + \psi_2 Q + EX + 0.3EY)$$

$$1.15(G + \psi_2 Q + 0.3EX + EY)$$

όπου

EX σεισμική δράση κατά x (ελαστική δυναμική μέθοδος)

EY σεισμική δράση κατά y (ελαστική δυναμική μέθοδος).

8. Επίδραση τοιχοπληρώσεων

Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων μπορεί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. να προσομοιωθεί είτε :

α) με έναν θλιπτήρα είτε

β) ένα ζεύγος θλιπτήρα-ελκυστήρα μισής δυστένειας.

Οι δύο αυτές μέθοδοι δίνουν περίπου ίδια ένταση στο φορέα με εξαίρεση τις αξονικές δυνάμεις μερικών μελών, κυρίως αξονικές δυνάμεις εξωτερικών υποστλωμάτων, οι οποίες όμως είναι μικρές σε σχέση με τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία, και έτσι η διαφορά μπορεί να αμεληθεί. Στις δοκούς, οι αξονικές δυνάμεις εν γένει μπορούν να αμεληθούν και οι διαφορές είναι ούτως ή άλλως μικρές. Οι διαφορές δεν μπορούν πάντα να αμεληθούν όταν οι ελκυστήρες/θλιπτήρες καταλήγουν σε ενδιάμεση περιοχή δοκού (ή υποστλώματος).

Επιλέγεται η δεύτερη μέθοδος ως η ευκολότερη υπολογιστικά, αφού δεν προϋποθέτει να γνωρίζουμε ποια διαγώνιος θλίβεται σε κάθε σεισμική διέγερση, ώστε αυτή και μόνο αυτή να ενεργοποιείται.

Οι αμφιαρθρωτοί διαγώνιοι ράβδοι έχουν επομένως διαστάσεις (0.5b, 0.5t)

όπου

b πλάτος τοιχοπλήρωσης

t πάχος τοιχοπλήρωσης

Δεδομένου ότι τα βάρη των τοιχοπληρώσεων έχουν ληφθεί υπόψη στο προσομοίωμα, το ειδικό βάρος του υλικού που προσομοιώνει τα διαγώνια μέλη δίδεται ίσο με το μηδέν.

Το πάχος της τοιχοπλήρωσης λαμβάνεται παντού ίσο με $t=0.20m$, ενώ το πλάτος της καθορίζεται τη σχέση Σ.15 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως $b \approx 0.15L$

όπου

L το μήκος της διαγώνιας ράβδου.

Επειδή στο κτίριο υπάρχουν θλιπτήρες-ελκυστήρες με διαφορετικά μήκη, από τον ακόλουθο πίνακα 31 καθορίζονται τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά.

Για το μέτρο ελαστικότητας ισχύει η σχέση Σ.14 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. σύμφωνα με την οποία

$$E = (500 \div 1000) \cdot f_{wc}$$

όπου

f_{wc} θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

Από τη βιβλιογραφία προκύπτει ότι $f_{wc}=2MPa$ για οπτοπλινθοδομή, επομένως μπορεί να εξεταστούν δύο ακραία όρια του μέτρου ελαστικότητας:

$$E = 500 \cdot 2MPa = 1000MPa = 1GPa$$

$$E = 1000 \cdot 2MPa = 2000MPa = 2GPa$$

Πίνακας 31 Πλάτος στοιχείου θλιπτήρα-ελκυστήρα

L (m)	$0.5b = 0.075L$ (m)
4.09	0.31
4.18	0.31
4.65	0.35
4.79	0.36
4.84	0.36
5.17	0.39
5.23	0.39
5.27	0.40
5.32	0.40
5.54	0.42
5.60	0.42
5.65	0.42
5.70	0.43
5.74	0.43
5.83	0.44
5.96	0.45
6.07	0.46
6.21	0.47
6.38	0.48
6.43	0.48
6.46	0.48
6.69	0.50
6.82	0.51
7.00	0.53

Για τα ανοίγματα ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθορίζει πότε θα λαμβάνονται υπόψη και πότε όχι, σύμφωνα με τα όσα αναγράφονται παρακάτω:

(α) Όταν υπάρχουν δύο μεγάλα ανοίγματα κοντά σε αμφότερα τα άκρα του φατώματος, η τοιχοπλήρωση αμελείται.

(β) Όταν υπάρχει άνοιγμα διαστάσεων οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατώματος και είναι τοποθετημένο περίπου

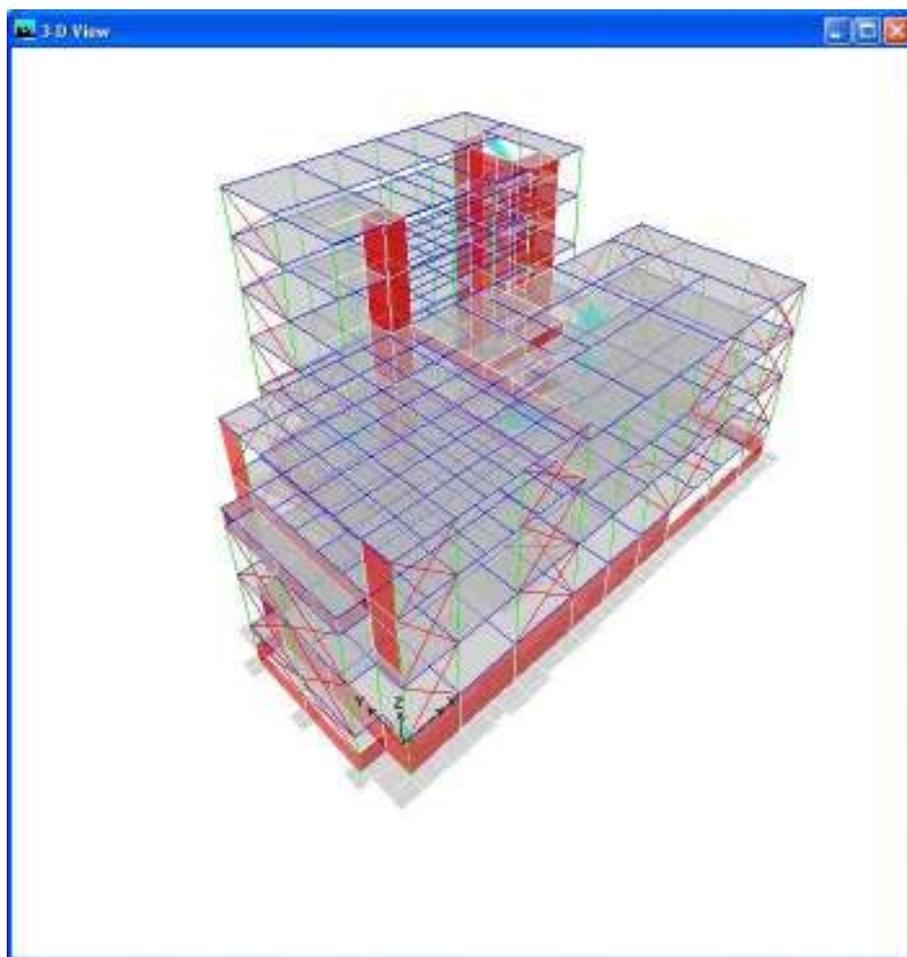
στο κέντρο του φανώματος, η επιρροή του στα χαρακτηριστικά της τοιχοπήρωσης μπορεί να αμελείται.

(γ) Όταν υπάρχει άνοιγμα, τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φανώματος, του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος, η τοιχοπήρωση μπορεί να αμελείται.

(δ) Όταν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φανώματος, του οποίου οι διαστάσεις είναι μεταξύ του 20% και του 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος, τότε είναι δυνατόν να ληφθούν υπόψη δύο λοξοί θλιπτήρες ανά φάνωμα. Αυτοί οι θλιπτήρες θα ξεκινούν απ' τα δύο άκρα της κυρίας διαγωνίου και θα καταλήγουν κοντά στο μέσον της υπερκείμενης και της υποκείμενης δοκού αντιστοίχως. Σ' αυτήν την περίπτωση, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των θλιπτήρων στην έναντι τέμνουσας ασφάλεια των δοκών.

ε) Δύο μικρά και γειτονικά ανοίγματα σε ένα φάνωμα μπορούν να θεωρηθούν ως ένα ισοδύναμο και ενιαίο, περιγεγραμμένο σ' αυτά.

Στο ακόλουθο σχήμα απεικονίζεται το προσομοίωμα του κτιρίου λαμβάνοντας υπόψη τις τοιχοπήρωσεις στις κατάλληλες θέσεις με προσομοίωση θλιπτήρα - ελκυστήρα.



Σχήμα 55: Τρισδιάστατη απεικόνιση μοντέλου με προσομοίωση θλιπτήρα-ελκυστήρα των τοιχοπήρωσεων

Μεταβολή της δυσκαμψίας του συστήματος

Ως μέτρο της μεταβολής της δυσκαμψίας του συστήματος εξετάζεται η οριζόντια εκτροπή του φορέα για τις δύο κύριες σεισμικές διευθύνσεις EXSTAT και EYSTAT από ελαστική στατική ανάλυση ($q=1.0$).

Πίνακας 32 Απόλυτη και ποσοστιαία μεταβολή της οριζόντιας εκτροπής του συστήματος χωρίς και με τοιχοπληρώσεις (E=1GPa & E=2GPa) - EXSTAT

Story	Χωρίς τοιχοπληρώσεις	Με τοιχοπληρώσεις			
		E=1GPa		E=2GPa	
	DriftX	DriftX	%	DriftX	%
STORY6	0.006944	0.007326	5.50	0.006859	-1.22
STORY5	0.007302	0.007759	6.26	0.007277	-0.34
STORY4	0.007581	0.007731	1.98	0.007032	-7.24
STORY3	0.009448	0.009446	-0.02	0.008478	-10.27
STORY2	0.008767	0.008483	-3.24	0.007551	-13.87
STORY1	0.003621	0.003845	6.19	0.003599	-0.61

Πίνακας 32 Απόλυτη και ποσοστιαία μεταβολή της οριζόντιας εκτροπής του συστήματος χωρίς και με τοιχοπληρώσεις (E=1GPa & E=2GPa) - EYSTAT

Story	Χωρίς τοιχοπληρώσεις	Με τοιχοπληρώσεις			
		E = 1GPa		E = 2GPa	
	DriftY	DriftY	%	DriftY	%
STORY6	0.00496	0.005178	4.40	0.004849	-2.2
STORY5	0.00551	0.005726	3.92	0.005346	-3.0
STORY4	0.005244	0.005416	3.28	0.00503	-4.1
STORY3	0.007182	0.007401	3.05	0.006862	-4.5
STORY2	0.006417	0.006782	5.69	0.00637	-0.7
STORY1	0.00452	0.004864	7.61	0.004636	2.6

Από την παρατήρηση των παραπάνω δύο πινάκων συμπεραίνουμε ότι πουθενά η παρουσία των τοιχοπληρώσεων δεν συνεπάγεται αύξηση των μετακινήσεων περισσότερο από 15%. Για E=2GPa η μείωση των μετακινήσεων είναι σαφής, ενώ για E=1GPa σημειώνονται και κάποιες αυξήσεις των μετακινήσεων μικρότερες όμως από 15%.

Είναι επομένως σαφές ότι δεν απαιτείται να ληφθούν υπόψη στους υπολογισμούς οι τοιχοπληρώσεις. Παρόλα διερευνήθηκε πως θα επιδρούσε η προσομοίωση τους στο λόγο ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών για το σεισμό σχεδιασμού (ΕΑΚ2000, $q=1.7$).

Παρατηρώντας τον πίνακα 33 διαπιστώνεται ότι η επίδραση της προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων στο λόγο ανεπάρκειας των δοκών και των στύλων είναι μικρή.

Πίνακας 33 Αποτίμηση Φέρουσας ικανότητας για το σεισμό σχεδιασμού του ΕΑΚ2000 ($q=1.70$) χωρίς και με τοιχοπληρώσεις ($E=1GPa$ & $E=2GPa$) - Στοιχεία με λόγο ανεπάρκειας >1.0

Είδος στοιχείου	Πλήθος στοιχείων	Χωρίς τοιχοπληρώσεις	Με τοιχοπληρώσεις	
			$E=1GPa$	$E=2GPa$
Δοκοί	346	302	305	299
Υποστυλώματα	237	175	163	154

9. Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας

Πραγματοποιήθηκαν ελαστικές δυναμικές αναλύσεις για διάφορα επίπεδα σεισμικής δράσης σχεδιασμού και εξετάστηκαν οι λόγοι ανεπάρκειας.

- α) σεισμός ΕΑΚ2000 με $q=1.5$ (περισσότερο συντηρητικός)
- β) σεισμός ΕΑΚ2000 με $q=1.7$ (σχεδιασμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- γ) σεισμός Αντισεισμικού Κανονισμού 1959 ($\epsilon=1.75*0.04=0.07$).

Ο τελευταίος σεισμός είναι ο μικρότερος δυνατός που θα μπορούσαμε να εφαρμόσουμε στο κτίριο.

Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον πίνακα 34 που ακολουθεί. Δίνεται το πλήθος των στοιχείων (δοκών και υποστυλωμάτων) που αστοχούν (που έχουν λόγο ανεπάρκειας μικρότερο της μονάδας).

Πίνακας 34 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας για διάφορους σεισμούς σχεδιασμού - Στοιχεία με λόγο ανεπάρκειας >1.0

	Συνολικό πλήθος στοιχείων	Σεισμός ΕΑΚ2000 ($q=1.5$)	Σεισμός ΕΑΚ2000 ($q=1.7$)	Σεισμός αντισεισμικού 1959
Δοκοί	346	313 (288)	302 (272)	184 (125)
Υποστυλώματα	237	194 (160)	175 (139)	5 (2)

Σημείωση: Εντός παρενθέσεως σημειώνονται τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει για $\gamma_{sd} = 1.00$ ενώ εκτός παρενθέσεως τα αποτελέσματα με $\gamma_{sd}=1.15$ στους συνδυασμούς φόρτισης και στην ταλαντούμενη μάζα.

10. Συμπεράσματα

Από τις ανωτέρω αναλύσεις και την ποιοτική αξιολόγησή τους προκύπτει ότι το κτίριο υπολείπεται αισθητά του επιπέδου ασφάλειας έναντι σεισμικών δράσεων που προδιαγράφεται από το σημερινό επίπεδο γνώσεων και τις σύγχρονες διατάξεις αντισεισμικού σχεδιασμού.

Αυτό το συμπέρασμα ήταν αναμενόμενο, δεδομένου ότι κατά την αρχική μελέτη του κτιρίου πιθανότατα δεν είχε πραγματοποιηθεί κανένας αντισεισμικός έλεγχος, γεγονός που προκύπτει από τη χρονολογία μελέτης του, η οποία ήταν προγενέστερη της ισχύος του πρώτου αντισεισμικού κανονισμού στην Ελλάδα.

Επισημαίνεται μάλιστα ότι ιδιαίτερα οι δοκοί εμφανίζονται ανεπαρκείς ακόμα και για τις εντάσεις που αναπτύσσονται από τις σεισμικές δράσεις που προβλέπονταν από τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, οι οποίες είναι αισθητά μικρότερες από τις προβλεπόμενες σήμερα. Αυτό ήταν επίσης αναμενόμενο, δεδομένου ότι κατά την περίοδο εκείνη για τις δοκούς δεν γινόταν κανείς έλεγχος για φορτία άλλα από φορτία βαρύτητας.

Βεβαίως πρέπει να επισημανθεί η σχετικά καλή συμπεριφορά του κτιρίου κατά τις σεισμικές δράσεις που έχουν πραγματοποιηθεί στη διάρκεια της ζωής του, η οποία δηλώνει την καλή ποιότητα κατασκευής και τους εκτός υπολογιστικών δυνατοτήτων διαθέσιμους συντελεστές ασφαλείας των υλικών και του στατικού συστήματος.

Τα παραπάνω, σε συνδυασμό και με τα οικοδομικά προβλήματα που αντιμετωπίζει το κτίριο, θα πρέπει να συναξιολογηθούν με στόχο την λήψη κατάλληλων αποφάσεων ώστε να παρέχεται στο προσωπικό του Τομέα Υδατικών Πόρων και Περιβάλλοντος ασφαλής και ποιοτική διαβίωση.