

## **ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΣΚΟΠΟ ΤΗΝ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ**

**Ανδρικόπουλος Γεώργιος - Παπουτσέλλης Σταύρος**

### **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

*Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο την αποτίμηση ενός υπαρκτού ισόγειου από Ο/Σ, κατασκευασμένο το 1976, και την ενίσχυσή του με στόχο την προσθήκη ορόφου. Το δόμημα είναι κατασκευασμένο σύμφωνα με τους παλαιότερους Ελληνικούς Κανονισμούς (1954 και 1959) και μελετημένο για ανέγερση ενός ακόμα ορόφου. Η ανάλυση του φέροντος οργανισμού γίνεται με ελαστική ανάλυση, χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα Sap2000 NonLinear, και η αποτίμηση βάσει του Αμερικάνικου σχεδίου κανονισμού ACSE // FEMA 356, προσαρμοσμένο κατά το δυνατό στα Ελληνικά δεδομένα και τον Ελληνικό κανονισμό.*

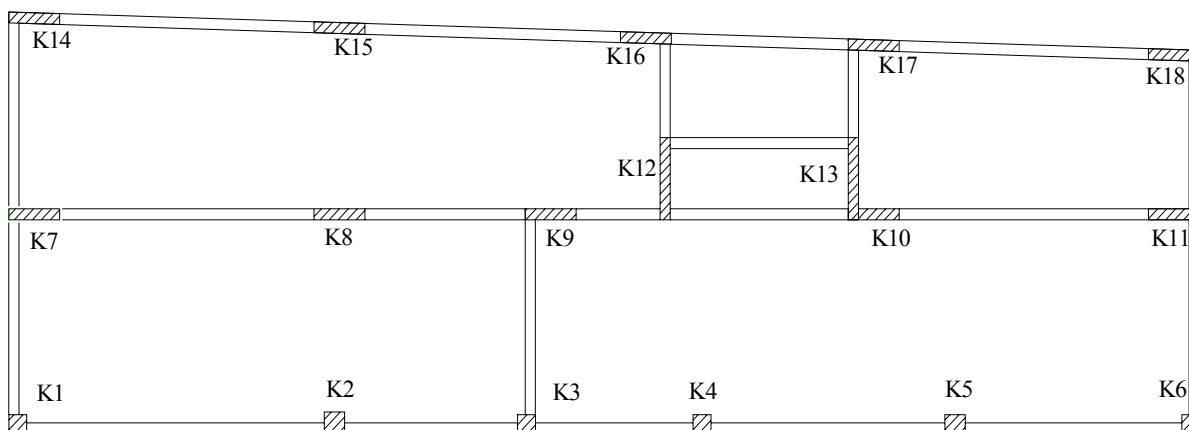
### **ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Αρχικός στόχος της εργασίας είναι η αποτίμηση και ο έλεγχος αντοχής του ισόγειου, με βάση την μελλοντική προσθήκη του επιπλέον ορόφου. Γι' αυτό το λόγο η κατασκευή που αναλύεται είναι διώροφη, και σχεδιασμένη σύμφωνα με τα σχέδια του εργολάβου που έχει αναλάβει την προσθήκη. Στο ισόγειο δεν έχουν πραγματοποιηθεί πυρηνοληψίες με αποτέλεσμα η τεκμηρίωση του κτιρίου να βασίζεται μόνο στα υπάρχοντα σχέδια (ξυλότυποι, κλπ) και η αξιοπιστία της να είναι αβέβαιη. Η οπτική επόπτευση της κατασκευής έδειξε ότι η κατασκευή δεν έχει υποστεί βλάβες, και, καταχρηστικά, θεωρείται ότι όλα τα υλικά βρίσκονται στην ελαστική τους περιοχή.

### **● ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

Η κατασκευή βρίσκεται στο Δήμο Ιλίου, όπου σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ κατατάσσεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II. Το κτίριο αποτελείται από το ισόγειο ύψους 5,2m και τον επάνω όροφο ύψους 3m. Η κάτοψη είναι 'ελαφρά' τραπέζοειδής και τα κατακόρυφα στοιχεία ασύμμετρα κατανεμημένα, με αποτέλεσμα να υπάρχουν μικρές μεταβολές της μάζας και της δυσκαμψίας του κτιρίου. Οι πλάκες έχουν όλες κοινό πάχος  $h=0.15m$ . Τα δοκάρια έχουν όλα όμοιες διαστάσεις 20/50. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα κατηγορίας B160 (αντιστοιχεί στο C12/16) και χάλυβας κατηγορίας StIII (αντιστοιχεί στον S400). Οι δοκοί και τα υποστυλώματα διαθέτουν συνδετήρες Φ6/250 χωρίς πύκνωση στις κρίσιμες περιοχές (κοντά στους κόμβους). Ο διαμήκης σπλισμός των δοκών παρουσιάζεται στο παράρτημα.

Ακολουθεί η κάτοψη του κτιρίου καθώς και ο πίνακας με τις διαστάσεις και τον διαμήκη οπλισμό των υποστυλωμάτων.



ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

**ΠΙΝΑΚΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ**

ΚΟΛΩΝΕΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΚΟΛΩΝΕΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
K1	0,40X0,40	6Φ16	K10	1,00X0,20	8Φ20
K2	0,40X0,40	6Φ16	K11	1,00X0,20	8Φ20
K3	0,40X0,40	6Φ16	K12	1,60X0,20	8Φ20
K4	0,40X0,40	6Φ16	K13	1,60X0,20	8Φ20
K5	0,40X0,40	6Φ16	K14	1,00X0,20	8Φ10
K6	0,40X0,40	6Φ16	K15	1,00X0,20	8Φ10
K7	1,00X0,20	8Φ20	K16	1,00X0,20	8Φ10
K8	1,00X0,20	8Φ20	K17	1,00X0,20	8Φ10
K9	1,00X0,20	8Φ20	K18	1,00X0,20	8Φ10

## • ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

### A. Εξιδανίκευση

Η εξιδανίκευση του κτιρίου έγινε με την χρήση γραμμικών πεπερασμένων μελών. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί προσομοιώθηκαν με πρισματικά γραμμικά μέλη στο χώρο με τις πραγματικές τους διαστάσεις, με την διαφορά ότι το άνω πέλμα των δοκών αντικαταστάθηκε με το συνεργαζόμενο πλάτος (beff), σύμφωνα με την παράγραφο 6.4.1.3 (FEMA 356).

Αναλυτικά, το συνεργαζόμενο πλάτος για κάθε δοκάρι χωριστά είναι το μικρότερο από :

- (i)  $8 \cdot h_{πλ}$  , όπου  $h_{πλ}$  το πάχος της πλάκας
- (ii) μισή απόσταση από απέναντι κάθετο δοκάρι
- (iii) 1/5 του ανοίγματος του δοκαριού

(Τα αποτελέσματα υπάρχουν στο παράρτημα σε μορφή excel)

Η ενεργός δυσκαμψία  $EI_{eff}$  και η  $AG_{eff}$  δίνονται από τον πίνακα 6-5 (FEMA 356) και για την κατασκευή μας είναι:

→ Δοκάρια:  $EI_{eff}=0.5 EI_y$  και  $AG_{eff}=0.4 AG$

→ Υποστυλώματα :  $EI_{eff}=0.6 EI_y$  και  $AG_{eff}=0.4 AG$

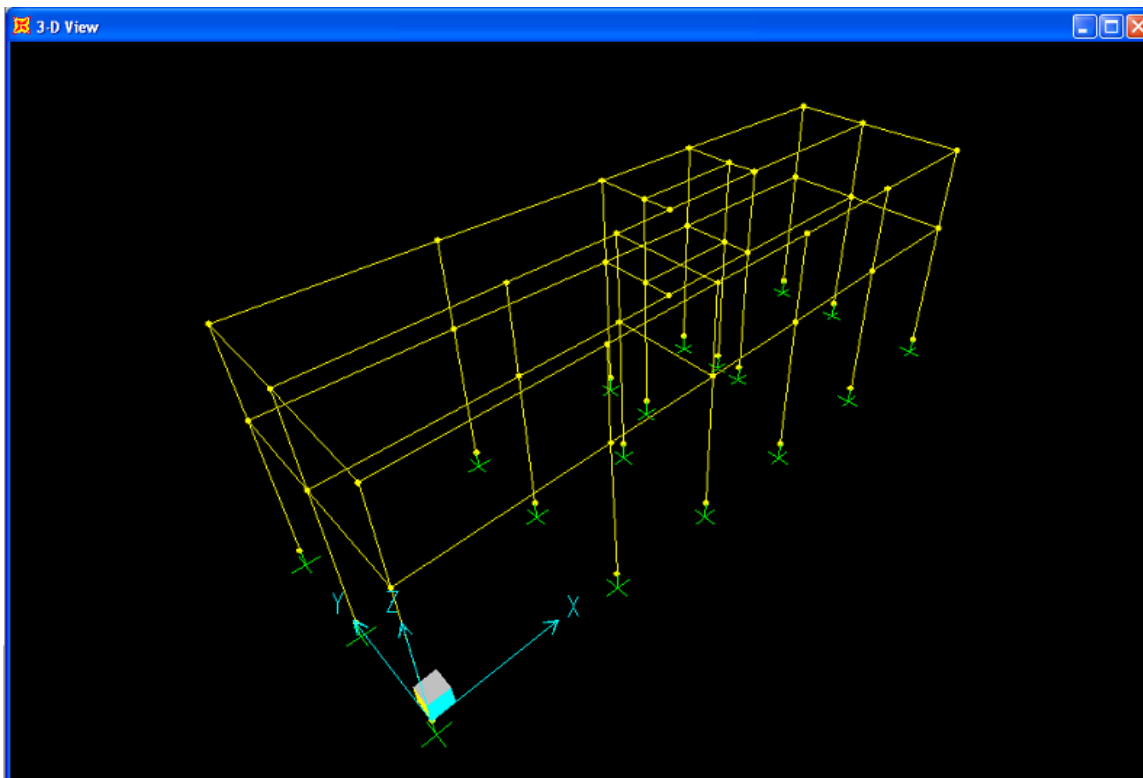
**Table 6-5 Effective Stiffness Values**

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	$E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_sA_s$
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Οι πλάκες της κατασκευής λήφθηκαν υπόψη σε : όρους μετατοπίσεων (διαφραγματική λειτουργία), σε όρους δυσκαμψίας (συνεργαζόμενο πλάτος δοκών) ,σε όρους φόρτισης (φόρτιση δοκών με τα φορτία των πλακών) και σε όρους όπλισης (συνεργαζόμενος οπλισμός στα δοκάρια σε κάμψη).

Οι μάζες του κτιρίου θεωρήθηκαν συγκεντρωμένες στους κόμβους της κατασκευής και προκύπτουν από τη φόρτιση  $g+0.3q$  ως ίδιο βάρος του δομήματος κατά την σεισμική φόρτιση.

Ακολουθεί το προσομοίωμα της κατασκευής στο πρόγραμμα Sap2000NonLinear



Προσομοίωμα κατασκευής στο SAP2000NonLinear

## **B. Φόρτιση**

Η κατασκευή μελετήθηκε για στατική φόρτιση  $1.35G+1.5Q$ , σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ 2000, και για δυναμική φόρτιση  $G+0.3Q\pm E$  στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Για τις μόνιμες δράσεις, τα ίδια βάρη της κατασκευής προέκυψαν από τις ονομαστικές διαστάσεις και τη μέση τιμή του ειδικού βάρους του Ο/Σ, που ισούται με  $25 \text{ kN/m}^3$ . Η μέχρι τώρα ισχύουσα μελέτη έλαβε υπόψη ωφέλιμο φορτίο δαπέδων  $200 \text{ kg/m}^2$  και φόρτιση τοιχοποιίας, λιθοδομική μαπατική  $360 \text{ kg/m}^2$ . Η επίδραση φορτίσεως των πλακών στις δοκούς έγινε σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού (*τραπεζοειδής κατανομή φόρτισης δοκαριών* – αναλυτική διαδικασία στο παράρτημα).

Κατά την δυναμική ανάλυση, η σεισμική δράση τοποθετήθηκε με τη βοήθεια του Ελαστικού Φάσματος Επιταχύνσεων, όπως αυτό προσδιορίζεται στον Ε.Α.Κ (Παράρτημα Α):

## Α.1 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ

[1] Οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών κινήσεων του εδάφους καθορίζονται με το επόμενο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης  $\Phi_e(T)$  :

$$0 \leq T < T_1 \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1 \left[ 1 + (\eta\beta_0 - 1) \frac{T}{T_1} \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1\eta\beta_0$$

$$T_2 < T \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1\eta\beta_0 \frac{T_2}{T}$$

όπου:

$\Phi_e(T)$  φασματική επιτάχυνση,

$T$  περίοδος σε δευτερόλεπτα,

$T_1$  και  $T_2$  χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σε δευτερόλεπτα, οι οποίες δίδονται στον Πίνακα 2.4 ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους,

$A$  σεισμική επιτάχυνση του εδάφους κατά τον Πίνακα 2.2,

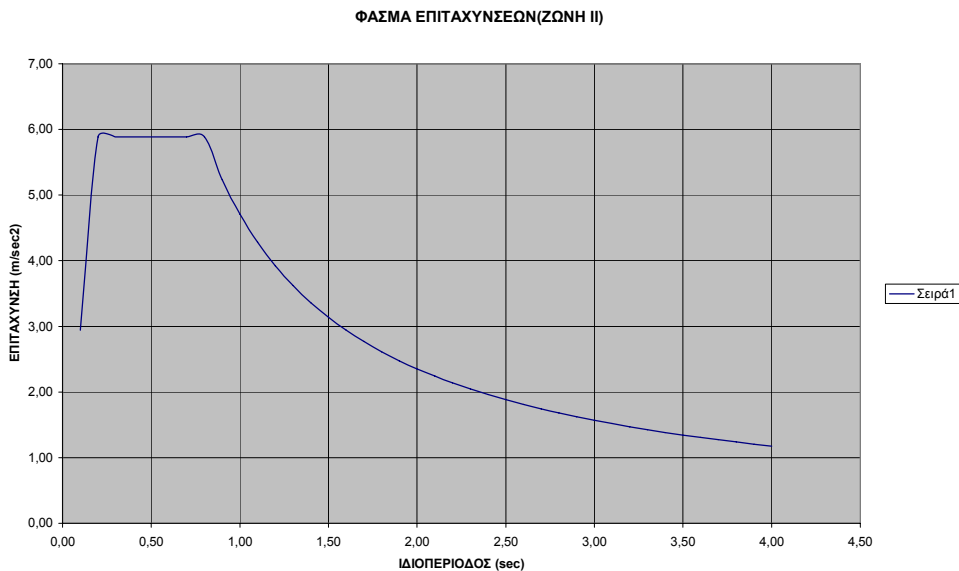
$\gamma_1$  συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου κατά τον Πίνακα 2.3,

$\beta_0=2.50$  συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και

$\eta$  διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης διάφορο του 5%.

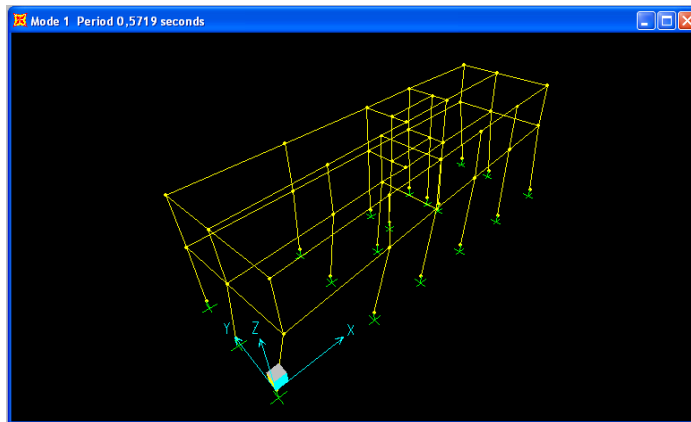
Στη δεδομένη περίπτωση η ευρύτερη περιοχή στην οποία βρίσκεται η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία εδάφους Γ, σύμφωνα με τον πίνακα 2.5 (κεφ.2 Ε.Α.Κ), και επομένως οι χαρακτηριστικές περίοδοι της κατασκευής είναι : $T_1=0.20$  sec. &  $T_2=0.80$  sec. Το  $A$  κατά τον πίνακα 2.2 είναι  $A=0,24g$  (Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ) και το  $\gamma_1$  από πίνακα 2.3 είναι  $\gamma_1=1.00$ , καθώς αφορά σε συνήθες κτίριο κατοικίας.

Παρακάτω παρουσιάζεται το φάσμα επιτάχυνσης της κατασκευής το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση της κατασκευής.

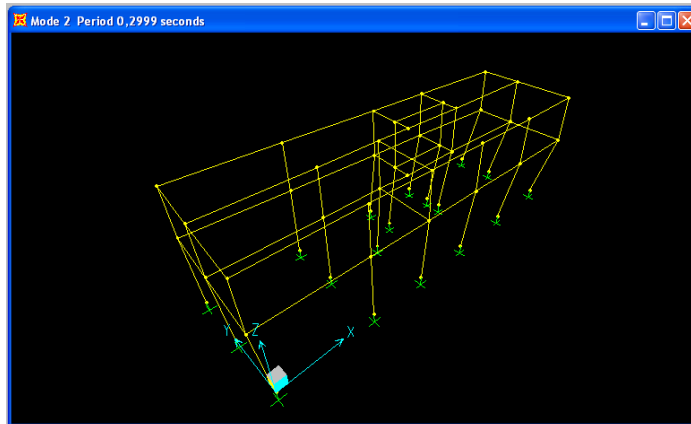


## **ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής προσδιόρισε τις δύο βασικές ιδιομορφές, τις εκτροπές δηλαδή των κόμβων του φορέα, ώστε αυτός να ταλαντωθεί με τις δύο πρώτες ιδιοπεριόδους. Η μορφή τους φαίνονται στα σχήματα 1,2.



*Σχήμα 1*  
*1<sup>η</sup> Ιδιοπερίοδος=0,5719 sec*



*Σχήμα 2*  
*2<sup>η</sup> Ιδιοπερίοδος=0.2999 sec*

## • ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

*(Αίγα Περί FEMA 356)*

Η βασική ιδέα του Αμερικάνικου Κανονισμού FEMA 356 έγκειται στο να διευκολύνει τους μηχανικούς, που καλούνται να αποτιμήσουν ή να επέμβουν σ' ένα κτίριο, να εργαστούν με τα ελαστικά εργαλεία, να αποφύγουν δηλαδή να εμπλακούν σε μη- γραμμικές αναλύσεις.

Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι ότι αφορά την πλάστιμη συμπεριφορά των μελών. Αυτή εξασφαλίζεται όταν κρίσιμος παράγοντας της ανελαστικότητας είναι ο εφελκόμενος χάλυβας, δηλαδή μόνο σε καμπτόμενα μέλη με σχετικά χαμηλό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού (οπότε αυτός διαρρέει προτού αστοχήσει το σκυρόδεμα σε θλίψη). Αντίθετα, η μεταφορά δυνάμεων με διάτμηση δεν προσφέρεται για πλάστιμη συμπεριφορά, καθότι η διάτμηση προκαλεί αστοχία του σκυροδέματος που είναι εγγενώς ψαθυρή.

Συμπερασματικά, ο έλεγχος αντοχής με βάση τον Κανονισμό FEMA 356, πραγματοποιείται μόνο για φαινόμενα κάμπτικής έντασης (δοκάρια και υποστυλώματα), και προσδιορίζεται από την εξής γενική συνθήκη:

$$m \cdot k \cdot Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (FEMA 356, \text{ chap.3.4.2.2.1})$$

όπου  $Q_{CE}$  : εντατικό μέγεθος αντοχής (εν προκειμένω, ροπή αντοχής)

$Q_{UD}$  : εντατικό μέγεθος σχεδιασμού (ροπή σχεδιασμού)

$m$  : τοπικός δείκτης συμπεριφοράς (*FEMA 356, Table 6.11-6.12*)

$k$  : παράγοντας εξαρτώμενος από την αξιοπιστία της τεκμηρίωσης (*FEMA 356, Table 2.1*)

**Table 2-1 Data Collection Requirements**

Data	Level of Knowledge							
	Minimum		Usual				Comprehensive	
Rehabilitation Objective	BSO or Lower		BSO or Lower		Enhanced		Enhanced	
Analysis Procedures	LSP, LDP		All		All		All	
Testing	No Tests		Usual Testing		Usual Testing		Comprehensive Testing	
Drawings	Design Drawings	Or Equivalent	Design Drawings	Or Equivalent	Design Drawings	Or Equivalent	Construction Documents	Or Equivalent
Condition Assessment	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive
Material Properties	From Drawings or Default Values	From Default Values	From Drawings and Tests	From Usual Tests	From Drawings and Tests	From Usual Tests	From Documents and Tests	From Comprehensive Tests
Knowledge Factor (κ)	0.75	0.75	1.00	1.00	0.75	0.75	1.00	1.00

**Table 6-12 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions			<i>m</i> -factors <sup>4</sup>				
			Performance Level				
			IO	Component Type			
				Primary		Secondary	
LS	CP	LS	CP				
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4	4	5
≤ 0.1	C	≥ 6	2	2.4	3.2	3.2	4
≥ 0.4	C	≤ 3	1.25	2	3	3	4
≥ 0.4	C	≥ 6	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	1.6	2.4	1.6	2.4
≥ 0.4	NC	≤ 3	1.25	1.5	2	1.5	2
≥ 0.4	NC	≥ 6	1.25	1.5	1.75	1	1.6

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

**Table 6-11 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions			<i>m</i> -factors <sup>3</sup>				
			Performance Level				
			IO	Component Type			
				Primary		Secondary	
LS	CP	LS	CP				
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1.25	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	≥ 6	1.25	2	2	2	3

*Εύρεση τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m σε δοκάρια & υποστυλώματα*



## ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΛΕΓΧΟΥ

Πρώτο μέλημα στην φάση της αποτίμησης είναι ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών για τους συνδυασμούς φόρτισης που επιβάλλαμε στην κατασκευή, κατά την ανάλυση, για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις (X,Y). Αναλυτικά τα στάδια ελέγχου έχουν ως εξής:

### → Έλεγχος Σε Διάτμηση.

Ο έλεγχος τέμνουσας σε δοκάρια και υποστυλώματα πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς, οι οποίοι υιοθετούν τον Ικανοτικό Σχεδιασμό σε διάτμηση, προκειμένου να επιβάλλουν τον (πλάστιμο) σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των μελών, προτού τα μέλη αστοχήσουν (ψαθυρά) σε τέμνουσα.

• Έλεγχος Διάτμησης στα Υποστυλώματα :  $V_{Rd} \geq V_{Sd,e}$

όπου :  $V_{Sd,e} = V_{Cd,e} = 1.4 \max ( M_{Rd, \beta+} + M_{Rd, \kappa-} , M_{Rd, \beta-} + M_{Rd, \kappa+} ) / h_n$

• Έλεγχος Διάτμησης στις Δοκούς :  $V_{Rd} \geq V_{Sd}$

όπου :  $V_{Sd} = \max ( V_{Cd,E+} + V_{G+\Psi 2Q, \alpha\mu\phi} , -V_{Cd,E-} + V_{G+\Psi 2Q, \alpha\mu\phi} )$

$$V_{Cd,E+} = 1.2 ( M_{Rd, \alpha-} + M_{Rd, \tau+} ) / I_n$$

$$V_{Cd,E-} = 1.2 ( M_{Rd, \alpha+} + M_{Rd, \tau-} ) / I_n$$

### → Έλεγχος Σε Κάμψη.

Ο έλεγχος σε κάμψη (δοκούς και υποστυλώματα) πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις παραδοχές του κανονισμού FEMA 356 , και όπως προαναφέρθηκε βασίζεται στην ανίσωση:

$$m \ k \ M_R \geq M_s$$

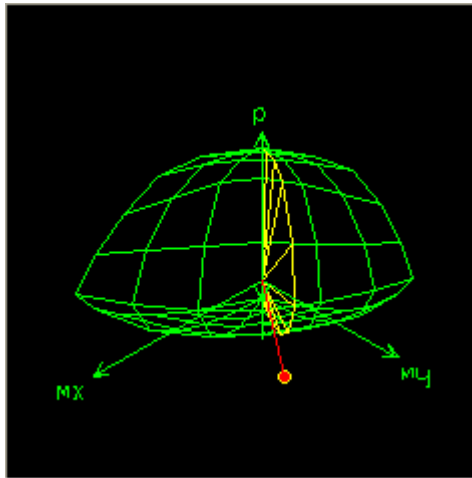
## ΕΥΡΕΣΗ ΜΕΓΕΘΩΝ

### Σχεδιασμού

→ Τα  $M_s$  (ροπές σχεδιασμού) σε δοκάρια και υποστυλώματα προέκυψαν από τα αποτελέσματα (περιβάλλουσες) των φορτίσεων  $G+0.3Q+-E_x$  και  $G+0.3Q+-E_y$ .

### Αντοχής

→ Τα  $M_R$  (ροπές αντοχής) των υποστυλωμάτων υπολογίστηκαν βάσει διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών  $N-M_x-M_y$  όπως αυτά προσδιορίστηκαν από το υπολογιστικό πρόγραμμα SAP2000NonLinear.



Διάγραμμα αλληλεπίδρασης  $N-M_x-M_y$

→ Τα  $M_R$  (ροπές αντοχής) των δοκών προσδιορίστηκαν βάσει ειδικών παραμέτρων (hinges properties) στο πρόγραμμα. ( ενδεικτικά παρατίθεται ο πίνακας )

Frame Hinge Property Data for 25H1 - M3

Edit

Point	Moment/Yield	Rotation/Yield
E-	-0,0713	-0,035
D-	-0,0713	-0,02
C-	-0,3921	-0,02
B-	-0,3564	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,1	0,02
D	0,2	0,02
E	0,2	0,035

Symmetric

**Scaling**

Calculate Yield Moment    Yield Moment    60,0302

Calculate Yield Rotation    Yield Rotation    1,

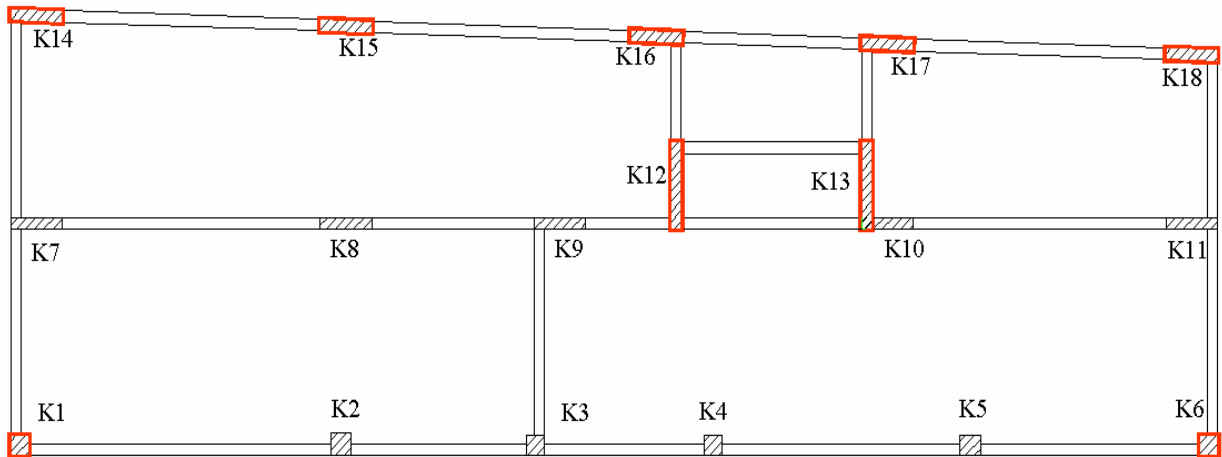
## **ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ – ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ**

Πρώτο μέλημα κατά την αποτίμηση είναι η ανάγνωση των ελέγχων φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, και ο προσδιορισμός της αναγκαιότητας επέμβασης στα αδύναμα στοιχεία της. Από τους ελέγχους τεμνουσών και κάμψης στα κατακόρυφα στοιχεία, η κατασκευή κρίνεται ανεπαρκής να αντισταθεί σε μελλοντικό αναμενόμενο σεισμό. Παρατηρείται σημαντική αδυναμία σε κάμψη, κατά σεισμό X-X' στην τελευταία σειρά υποστυλωμάτων ( K14, K15, K16, K17, K18), και κατά σεισμό Y-Y' στα K1, K6, K12, K13. Ιδιαίτερα τα υποστυλώματα K12 και K13, λόγω της πολύ μεγάλης δυσκαμψίας τους στον ισχυρό τους άξονα, καταπονούνται με πολύ μεγάλη ένταση σεισμού στην διεύθυνση αυτή, και χρήζουν άμεσης ενίσχυσης. Σημαντικές αδυναμίες σε τέμνουσα υφίστανται τα υποστυλώματα της μεσαίας σειράς (K7, K8, K9, K10, K11) και τα K12, K13. Κατά τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας των δοκαριών παρατηρήθηκαν μικρές αδυναμίες σε κάμψη και κάποιες σε διάτμηση.

Τα αναλυτικά αποτελέσματα ελέγχων με βάση το σχέδιο της *ACSE FEMA 356* και του ικανοτικού σχεδιασμού, παρουσιάζονται εκτενώς στο παράρτημα.

Η στρατηγική ενίσχυσης των κατακόρυφων στοιχείων που επιλέχθηκε είναι η χρήση μανδύων από Ο.Σ, ως μια πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων (*Dritsos, 1997-Dritsos et al, 1997-Dritsos and Georgakopoulou, 1994*).

Τα αδύναμα υποστυλώματα ενισχύθηκαν με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 7,5cm, κατηγορίας C20 και χάλυβα οπλισμού S500. Η επέμβαση και η νέα μορφή της κατασκευής παρουσιάζεται στην κάτωψη.



*Ενισχυμένη κατασκευή με χρήση μανδύων*

## ΜΕΛΕΤΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η μεταβολή των διαστάσεων των περισσοτέρων κατακόρυφων στοιχείων, λόγω χρήσης μανδύων, στην ουσία διαφοροποιεί την κατασκευή, και απαιτείται εκ νέου ανάλυση. Το μοντέλο τροποποιήθηκε στο πρόγραμμα Sap2000 NonLinear και τα καινούργια αναλυτικά αποτελέσματα έδωσαν δυσμενέστερες εντάσεις στα ενισχυμένα στοιχεία (αναμενόμενο), και σημαντικές «ελαφρύνσεις» στα υπόλοιπα.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν, εκ νέου, οι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας των μελών (διαφορετικοί δείκτες συμπεριφοράς κατά FEMA 356, -παράρτημα-) και υπολογίστηκαν οι εγκάρσιοι και διαμήκεις οπλισμοί στους μανδύες.

→ Συνδετήρες μανδύων

Προς αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας του σκυροδέματος σε θλίψη, αλλά και την εξασφάλιση αντοχής σε τέμνουσα, πραγματοποιείται περίσφυξη των υποστλωμάτων. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζουμε, συγχρόνως, μεγαλύτερους τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς  $m$ , σύμφωνα με (*FEMA 356, Table 6.12- **conforming transverse reinforcement***), άρα ευμενέστερη ενίσχυση με διαμήκεις ράβδους.

Κατά *FEMA 356, Table 6.12*, για να θεωρηθεί το υποστύλωμα περισφυγμένο πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες :

Στις κρίσιμες περιοχές να ισχύει :  $S \leq d/3$  και η δύναμη τέμνουσας αντοχής που προσφέρουν οι συνδετήρες να είναι τουλάχιστον ίση με τα  $3/4$  της τέμνουσας σχεδιασμού.

Ικανοποιώντας αυτές τις συνθήκες επιλέχθηκαν συνδετήρες **Φ8/150** για τους μανδύες των **K1, K6** και **Φ8/85** για τους μανδύες των **K12, K13, K14, K15, K16, K17, K18**. (Οι συνδετήρες με την διάταξη αυτή στις ακραίες περιοχές ικανοποιούν την απαραίτητη συνθήκη να αναλαμβάνουν τουλάχιστον την εγκάρσια εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα (Τάσιος 1981,1984)) :

$a_{sw} \leq 0.8 (f_{ywd}/f_{2t})d^2_h/t \rightarrow a_{sw}=155\text{mm}$  για επιλεγμένους συνδετήρες Φ8

→ Ελάχιστοι Διατμητικοί σύνδεσμοι (Βλήτρα)

Τα ελάχιστα βλήτρα σε ίσες αποστάσεις είναι :

- i) S500 Φ16/400mm στις K1, K6 σε κάθε πλευρά
- ii) S500 Φ16/800mm στις μικρές πλευρές των K14, K15, K16, K17, K18 και S500 Φ16/150mm στις μεγάλες πλευρές των K14, K15, K16, K17, K18
- iii) S500 Φ16/800mm στις μικρές πλευρές των K12, K13 και S500 Φ16/100mm στις μεγάλες πλευρές των K12, K13

σύμφωνα με την σχέση :  $A_{Sd\ min} = \rho_{\delta, \min} A_{c\delta}$

→ Διαμήκης Οπλισμός Υποστηλωμάτων

Σύμφωνα με τον έλεγχο κατά FEMA 356, βρίσκουμε τις νέες απαιτούμενες ροπές αντοχής, και με βάση αυτές υπολογίζονται τα απαιτούμενα ποσοστά διαμήκους οπλισμού Astot.

(Ενδεικτικά παρουσιάζουμε την διαδικασία εύρεσης διαμήκους οπλισμού στους μανδύες των Κ1 και Κ6. Με τον ίδιο τρόπο οπλίστηκαν οι μανδύες των υπολοίπων υποστηλωμάτων. Τα αναλυτικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο παράρτημα σε μορφή αρχείων Excell ενώ οι τελικές διατομές παρατίθενται παρακάτω)

Τοποθέτηση διαμήκων ράβδων στους μανδύες των Κ1, Κ6

Υλικά που χρησιμοποιούνται: υπάρχον Β160 και StIII –μανδύας C20/S500

Διατομές: αρχική 40/40, 6Φ16, Φ6/250 – τελική 55-55

● Έλεγχος τελικής διατομής (Διαμήκης Οπλισμός)

(α) Σεισμός X-X:

Έχουμε 4Φ16 S400=804mm<sup>2</sup> S400

Αντιστοιχούν σε 804 400/500=643 mm<sup>2</sup> S500.

Θέλουμε 1743 mm<sup>2</sup> S500

Πρόσθετα 1743-643=1100 mm<sup>2</sup> → **4Φ20**

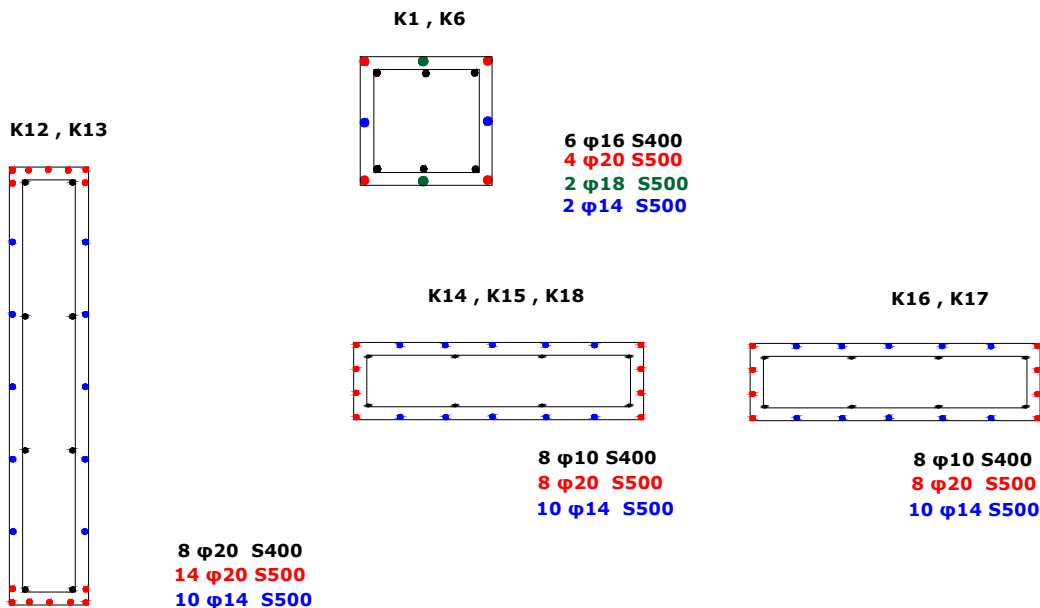
(β) Σεισμός Y-Y: Έχουμε 6Φ16 S400=1206 mm<sup>2</sup>.

Αντιστοιχούν σε 1206 400/500=964 mm<sup>2</sup> S500.

Θέλουμε 2722 mm<sup>2</sup> S500

Πρόσθετα 2722-964=1758 mm<sup>2</sup>. Όμως συμβάλουν από σεισμό X-X τα 4Φ20.

Δηλαδή 1758-1256=502 mm<sup>2</sup> → **2Φ18**



→ Καμπτική Ενίσχυση Δοκών Με Επικολλητά Φύλλα Χάλυβα

Κατά τον έλεγχο κάμψης στα δοκάρια σύμφωνα με FEMA 356, βρέθηκαν δύο δοκάρια να αστοχούν σημαντικά και να επιδέχονται ενίσχυσης. Επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν επικολλητά φύλλα χάλυβα στην κρίσιμη περιοχή των στηρίξεών τους, όπου και παρατηρείται η αδυναμία.

Στα δοκάρια 32 και 37 απαιτείται «κάλυψη» ροπής αντοχής  $\Delta M=87,49$  kNm και  $\Delta M=58,24$  kNm αντίστοιχα. Σύμφωνα με την προσεγγιστική σχέση υπολογισμού της απαιτούμενης διατομής ελάσματος :  $A_{sL} = \Delta M / Z f_{yd}$

όπου  $Z$  : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων, περίπου ίσος με  $0,8 d_m$

$d_m$  : μέσο στατικό ύψος δοκού

τοποθετήθηκαν 3mm και 2mm επικολλητά φύλλα χάλυβα στο πάνω μέρος των στηρίξεων των δοκών 32 και 37 αντίστοιχα.



## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ

Η προσθήκη ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή, κατασκευασμένη προ του 1985, αποτελεί δύσκολη και καθόλου σίγουρη, ελλείψη κανονισμών, υπόθεση. Παρ'όλα αυτά στις μέρες μας οι μηχανικοί καλούνται να ανταποκριθούν σε τέτοιες μελέτες, δουλεύοντας σε υφιστάμενα κτίρια που συνήθως χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμική τρωτότητα. Πέρα από την δυσκολία όμως της μελέτης, η αποτίμηση τέτοιων κατασκευών απαιτεί καλή κρίση, σύνεση και μεγάλη εμπειρία του μηχανικού. Το αποτέλεσμα της αποτίμησης δεν είναι απλώς ένα ναι ή όχι για την ανάγκη ενίσχυσης. Ακόμα και όταν η κατασκευή είναι προφανώς ανεπαρκής και χρειάζεται ενίσχυση, μία λεπτομερής αποτίμηση αποτελεί απαραίτητο πρώτο στάδιο ενός καλού ανασχεδιασμού, γιατί μέσω αυτής εντοπίζονται τα πλέον τρωτά σημεία και τμήματα της κατασκευής και καθοδηγείται ο μελετητής στην επιλογή του είδους και της έκτασης της ενίσχυσης.

## ΕΠΙΛΟΓΟΣ

Στην παρούσα εργασία έγινε μία προσπάθεια εξέτασης, αποτίμησης, επιλογής στρατηγικής επεμβάσεως, ανασχεδιασμού και ενίσχυσης μιας υφιστάμενης κατασκευής. Απώτερος στόχος, η δυνατότητα προσθήκης ενός επιπλέον ορόφου στο δόμημα, με προϋπόθεση την, όσο δυνατό, καλύτερη απόκρισή του σε μελλοντικό σεισμό.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Sap 2000 NonLinear Concrete Design Manual
2. Seismic Rehabilitation Prestandard , FEMA 356
3. Ε.Α.Κ. 2000
4. Ε.Κ.Ω.Σ 2000
5. Δρίτσος Σ.(2005)  
‘Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα’
6. Φαρδής Μ.(2005)  
‘Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος’ Μέρος Ι
7. Φαρδής Μ.(2005)  
‘Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος’ Μέρος ΙΙΙ

*\*\*\* Ευχαριστούμε τον υποψήφιο διδάκτορα Βασίλειο Μπαρδάκη, για τις πολύτιμες συμβουλές του.*

Ανδρικόπουλος Γεώργιος – Παπουτσέλλης Σταύρος