

ΙΑΠΩΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

➤ Στέφανος Δρίτσος
Καθηγητής
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών

Ιαπωνικές Οδηγίες Αποτίμησης

- Τρία επίπεδα ελέγχου
Κόστος/m² : 2€ / 5€ / 10 €
x 1.4 όταν δεν υπάρχουν σχέδια

- Ελέγχεται ανά διεύθυνση $V_{sd,ελ.}^{op.}$? $V_{Rd}^{op.}$

▪ Εκτίμηση $V_{sd}^B = \alpha_{pr} \Phi_d W$

Επίπεδο 1 → $\alpha_{pr} = 4/3$

Επίπεδο 2 → $\alpha_{pr} = 1,0$

Επίπεδο 3 → $\alpha_{pr} = 1.5(n_{st} + 1)/(2n_{st} + 1)$

$\Phi_d^{5\%} = 2.5$ (επιτ. εδάφους)

- Εκτίμηση Τέμνουσας Αντοχής Ορόφου V_{Rd}

1° Επίπεδο

$$V_R = \sum V_{R,κοντων} + \alpha_w \sum V_{R,τοιχ.} + \alpha_c \sum V_{R,υποστ.}$$

α_w = ποσοστό αντοχής τοιχωμάτων όταν αστοχούν τα "κοντά" υποστυλώματα

α_c = ομοίως για υποστυλώματα

"κοντά" υποστυλώματα:

όταν $L_s = \frac{M}{V} < 1$ ή $\frac{L_{καθ}}{h} < 2$

Αν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$$V_R = \sum V_{R,κοντων} + 0.7 \sum V_{R,τοιχ.} + 0.5 \sum V_{R,υποστ.}$$

$q = 0.8$

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$$V_R = \sum V_{R,τοιχ.} + 0.7 \sum V_{R,υποστ.}$$

$q = 1.0$

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα και τοιχώματα

$$V_R = \sum V_{R,υποστ.}$$

$q = 1.0$

▪ Εκτίμηση V_{Ri} Κατακόρυφων Στοιχείων

$$V_{Ri} = \tau_{Ri} A_c$$

$$\tau_{Ri, \text{κοντ.}} = 0.075 f_c$$

$$\tau_{Ri, \text{υποστ.}} = \begin{cases} 0.035 f_c & \text{για } L_{\text{καθ.}}/h \text{ μεταξύ 2 και 6} \\ 0.05 f_c & \text{για } L_{\text{καθ.}}/h > 6 \end{cases}$$

$$\tau_{Ri, \text{τοιχ.}} = \begin{cases} 0.05 f_c & \text{Αν δεν υπάρχουν "κρυφά" υποστυλώματα} \\ 0.1 f_c & \text{Αν υπάρχει ένα "κρυφό" υποστυλώμα} \\ 0.15 f_c & \text{Αν υπάρχουν 2 "κρυφά" υποστυλώματα} \end{cases}$$

5

2° Επίπεδο

Μετά από Έλεγχο τύπου αστοχίας (κάμψη ή διάτμηση;) των κατακόρυφων μελών

▪ Υπολογισμός V_{Ri} σε κάθε κατακόρυφο μέλος

Υποστυλώμα $V_{Mu} = \frac{M_R^a + M_R^κ}{L_{\text{καθ.}}} \quad \left(= \frac{M_R}{L_s} \right) \quad \text{όπου } L_s \cong \frac{L_{\text{καθ.}}}{2}$

Τοίχωμα $V_{Mu} = \frac{M_{R, \text{βάση ορόφου}}}{L_s} \quad L_s = 1/2 L_{\text{βάση ορόφου-κορυφή κτιρίου}}$

$$V_{Ri} = \min(V_{u,i}, V_{Mu,i})$$

▪ Εκτίμηση q

✓ Αν $V_{u,i} < V_{Mu,i} \rightarrow$ **διατμητική αστοχία** $\rightarrow q = 1.0$

✓ Αν $V_{Mu,i} \leq V_{u,i} \rightarrow$ **καμπτική αστοχία** $\rightarrow q \geq 1.0$

6

Για τοιχώματα

✓ Αν $\frac{V_u}{L_s M_u} \leq 1.2 \rightarrow q_i = 1.0$

✓ Αν $\frac{V_u}{L_s M_u} \geq 1.3 \rightarrow q_i = 2.0$

Για υποστυλώματα

✓ εκτίμηση του μ_Δ

$$\mu_\Delta = 10(V_u L_s / M_u - 1) - 30(V_u / b_w z f_c - 0.1) - \sigma$$

$$\sigma = 2 \quad \text{αν } s_h \geq 8\Phi_L$$

$$\sigma = 0 \quad \text{αν } s_h < 8\Phi_L$$

Πρέπει

$$1 \leq \mu_\Delta \leq 5$$

✓ εκτίμηση q_i

$$q_i = (2\mu_\Delta - 1)^{1/2} / ((0.75(1 + 0.05\mu_\Delta)))$$

7

Υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$q = 0.8$ και V_R όπως στο 1° επίπεδο αλλά με τα ακριβέστερα V_{Ri} του 2ου επιπέδου

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

Δημιουργούνται περισσότερες από μία (συνήθως 3) κατηγορίες κατακόρυφων στοιχείων

1η : όσα έχουν $q_i = 1.0$

2η : όσα έχουν $q_i = 1.0$ ΕΩΣ 2.0 (π.χ. τοιχώματα που αστοχούν σε κάμψη)

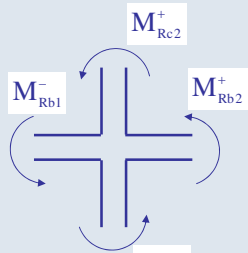
3η : όσα έχουν $q_i > 2.0$ (π.χ. υποστυλώματα που αστοχούν σε κάμψη)

$$V_R = \sqrt{\sum_{n=1}^3 (q_i V_{Ri})^2}$$

8

3^ο Επίπεδο Ελέγχου

Μετά από Ικανοτικό Έλεγχο στους Κόμβους



$$M_{R,δοκόν} = \min \begin{cases} M_R \cong A_{sl} f_y (0.9d) & (\text{Αστοχία κάμψης}) \\ V_R \cdot L_s & (\text{Αστοχία διάτμησης}) \end{cases}$$

$$M_{R,υποστ.} = \min \begin{cases} M_R & (\text{Αστοχία κάμψης}) \\ V_R \cdot L_s & (\text{Αστοχία διάτμησης}) \end{cases}$$

Αν $M_{Rc1}^- + M_{Rc2}^+ > M_{Rb1}^- + M_{Rb2}^+$ → Προηγείται η αστοχία των δοκών
Καθοριστικές οι ροπές αντοχής των δοκών

οπότε:

$$M_{Rc1,τελ.}^- = M_{Rc1}^- \frac{M_{Rb1}^- + M_{Rb2}^+}{M_{Rc1}^- + M_{Rc2}^+}$$

$$M_{Rc2,τελ.}^+ = M_{Rc2}^+ \frac{M_{Rb1}^- + M_{Rb2}^+}{M_{Rc1}^- + M_{Rc2}^+}$$

9

Ομοίως ελέγχεται:

Αν $M_{Rc1}^+ + M_{Rc2}^- > M_{Rb1}^+ + M_{Rb2}^-$

Σε κάθε περίπτωση $V_{Ri,υποστ.} = \frac{M_R^a + M_R^k}{L_{καθ.}}$

Εκτίμηση του q_i

Αν προηγείται αστοχία υποστυλωμάτων: $q_i =$ υπολογίζεται όπως στο 2^ο επίπεδο. Δηλ.

Αν αστοχία σε διάτμηση: $q_i = 1.0$

Αν αστοχία από κάμψη: $q_i = (2\mu_\Delta - 1)^{1/2} / (0.75(0.75(1 + 0.05\mu_\Delta)))$

Αν προηγείται αστοχία δοκών

Αν αστοχία σε διάτμηση $q_i = 1.5$

Αν αστοχία σε κάμψη $q_i = 3.0$

10

ΜΕΙΩΤΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

$$V_{R,τελ.ικδ} = V_R S_D T$$

Δομικής μορφολογίας S_D

- κανονικότητα και συμμετρία κάτοψης: $1 - 0.1g_1$
 - $g_1 = 0$ ορθογωνική ή με προεξοχή μέχρι 10%
 - $g_1 = 1$ Γ, Τ ή Π μέχρι 30%
 - $g_1 = 2$ περίπλοκες
- επιμήκης κάτοψη: $1 - 0.05g_2$
 - $g_2 = 0$ για λόγο πλευρών < 5
 - $g_2 = 1$ $5 < < 8$
 - $g_2 = 2$ > 8
- στένωση κάτοψης: $1 - 0.05g_3$
 - $g_3 = 0$ για $b_1/b_2 > 0.8$
 - $g_3 = 1$ για $0.5 < b_1/b_2 < 0.8$
 - $g_3 = 2$ για $b_1/b_2 < 0.5$

11

- παρουσία σεισμικών αρμών: $1 - 0.05g_4$

$$g_4 = 0 \quad w > 0.01h$$

$$g_4 = 1 \quad 0.005h < w < 0.01h$$

$$g_4 = 2 \quad w < 0.005h$$

- παρουσία αιθρίου: $1 - 0.05g_5$

$$g_5 = 0 \quad \text{μέχρι 10\% κάτοψης}$$

$$g_5 = 1 \quad \text{μεταξύ 10\% και 30\%}$$

$$g_5 = 2 \quad > 30\%$$

- εκκεντρικότητα αιθρίου: $1 - 0.0025g_6$

- ύπαρξη υπογείου μικρότερου από την κάτοψη ισογείου: $1 - 0.05g_7$

$$g_7 = 0 \quad \text{για το σύνολο της κάτοψης}$$

$$g_7 = 1 \quad \text{για } > 50\% \text{ κάτοψης}$$

$$g_7 = 2 \quad \text{για } < 50\% \text{ κάτοψης}$$

12

- κανονικότητα καθ' ύψος: $1 - 0.05g_8$

$g_8 = 0$ το ύψος του ορόφου είναι μέχρι 20% μικρότερο του από πάνω
 $g_8 = 1$ αν 20% έως 30%
 $g_8 = 2$ αν > 30%

- παρουσία pilotis: $1.2 - 0.05g_9$

$g_9 = 0$ αν δεν υπάρχει pilotis
 $g_9 = 1$ αν καλύπτει το σύνολο του ισογείου
 $g_9 = 2$ αν καλύπτει έκκεντρα ένα τμήμα του ισογείου

Στα επίπεδα 2 και 3

Ισχύουν οι μισές τιμές g_{11} που ισχύουν στο επίπεδο 1

Εκτός από το g_6 όπου: $g_6 = 0$
 και g_7 που είναι ίδιο με το επίπεδο 1

επιπλέον

- εκκεντρότητα Κ.Β. και Κ.Δ.: $1 - 0.1g_{10}$

$g_{10} = 0$ αν $e < 10\% (B+L)$
 $g_{10} = 1$ $10\% (B+L) < e < 15\% (B+L)$
 $g_{10} = 2$ $e > 15\% (B+L)$

13

- μη κανονικότητα καθ' ύψος δυσκαμψίας και μάζας: $1 - 0.1g_{11}$

$$g_{11} = 0 \text{ αν } \frac{K_{i+1}}{M_{i+1}} < 1.2 \frac{K_i}{M_i}$$

$$g_{11} = 1 \text{ αν } 1.2 \frac{K_i}{M_i} < \frac{K_{i+1}}{M_{i+1}} < 1.7 \frac{K_i}{M_i}$$

$$g_{11} = 2 \text{ αν } \frac{K_{i+1}}{M_{i+1}} > 1.7 \frac{K_i}{M_i}$$

όπου $K_i = \sum A_{ci}$ (τοιχ.+ υποστυλίων)

$M_i =$ Άθροισμα μαζών ορόφων υπερκείμενων του i

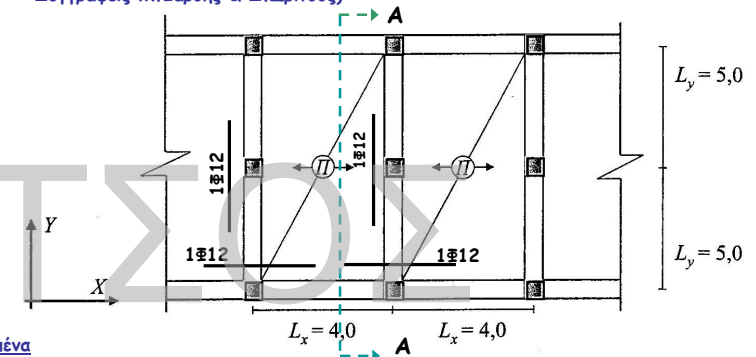
14

Συντελεστής φθοράς T

- Λόγω ηλικίας: $T = \begin{cases} 0.8 & \text{για } H_A > 30 \text{ έτη} \\ 0.9 & \text{για } 20 \text{ έτη} < H_A < 30 \text{ έτη} \\ 1.0 & \text{για } H_A < 20 \text{ έτη} \end{cases}$
- Λόγω διαβρωτικών ουσιών: $T = 0.8$ αν στο κτίριο χρησιμοποιούνται διαβρωτικές ουσίες
- Λόγω πυρκαγιάς: $T = 0.8$ αν έχει υποστεί πυρκαγιά και επισκευάστηκε. Αν δεν επισκευάστηκε $T=0.7$
- Λόγω παραμόρφωσης: $T = 0.7$ αν έχει αναπτύξει κλίση ή ανομοιόμορφες καθιζήσεις ή $T = 0.9$ αν υπάρχουν εμφανείς παραμορφώσεις σε δοκούς ή υποστυλώματα ή είναι θεμελιωμένο σε επιχώματα
- Λόγω φθορών ή ρηγματώσεων: $T = 0.9$ αν υπάρχουν ρωγμές στις επικαλύψεις ή $T = 0.8$ αν υπάρχουν διαβρωμένοι οπλισμοί

15

Παράδειγμα (βλ. βιβλίο ΕΑΤΠ, "Αποτίμηση Σεισμικών Βλαβών, Επισκευές και Ενισχύσεις Κτιρίων Ο.Σ." Συγγραφείς Μ. Φαρδής & Σ. Δρίτσος)



Δεδομένα

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ:

Διατομή: 0.25m x 0.25m (τα εξωτερικά) Οπλισμός: StI(220) 4Φ14, συνδετήρες Φ6/300mm
 0.30m x 0.30m (τα κεντρικά) καλά αγκυρωμένοι
 $H_k = 4.15m$
 $H = 4.50m$

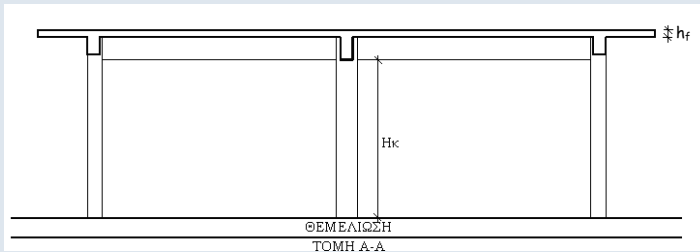
ΔΟΚΟΙ:

Διατομή: $b = 0.25m, h = 0.5m$ Οπλισμός: StI(220) 4Φ12 (2Α) κάτω, συνδετήρες Φ6/250mm
 1Φ12 στις στηρίξεις καλά αγκυρωμένοι

ΠΛΑΚΕΣ:

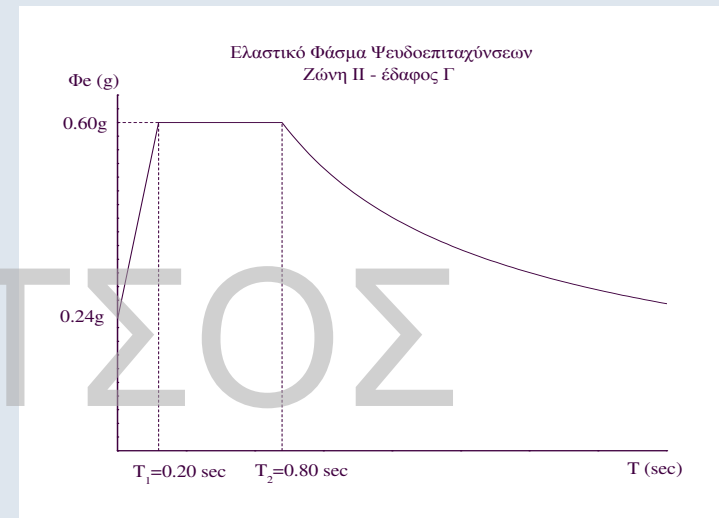
Διατομή: $h_f = 0.15m$ Οπλισμός: StI(220) Φ8/125mm (μόνο X διεύθυνση) τα μισά κεκαμμένα

16



- ΚΟΜΒΟΙ:** ΑΟΤΠΛΟΙ
- ΦΟΡΤΙΑ:** Μόνιμο Φορτίο Πέραν του ίδιου βάρους: $q_{(επι.πλάκας)} = 1 \text{ KN/m}^2$
- ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ:** Αντοχή σκυροδέματος: Από επί τόπου έρευνα $f_{ck} = 9.6 \text{ MPa}$
- ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ:** Ζώνη Σεισμικότητας II, έδαφος Κατηγορίας B και Συνήθη Σπουδαιότητα κατά τον ΕΑΚ.
- ΖΗΤΕΙΤΑΙ:** Έλεγχος στην διεύθυνση X

17



18

Υπολογισμός μαζών

Για αντιπροσωπευτικό τμήμα μήκους 4m κατά X

- Ιδ.βάρος πλάκας και επίστρωσης: $(0.15 \times 25 + 1) \times 4.0 \times 10.25 = 194.6 \text{ KN}$
- Ιδ.βάρος δοκών: $25 \times 0.25 \times 0.35 \times (2 \times (4.0 - 0.25) + 2 \times (5.0 - 0.25)) = 37.2 \text{ KN}$
- Ιδ.βάρος πάνω μισού υποστυλώματος: $25 \times (2 \times 0.25^2 + 0.3^2) \times 4.5 / 2 = 12 \text{ KN}$
- Συνολική μάζα: $(194.6 + 37.2 + 12) / 9.81 = 24.8 \text{ KN} / \text{m} / \text{sec}^2 = 24.8 \text{ t}$

1° Επίπεδο Ελέγχου

$$V_s = 4/3 \times (0.6 \times 9.81) \times 24.8 \text{ KN} = 194.6 \text{ KN}$$

Μειωτικοί Συντελεστές

$$S_D = 1.0$$

$$T = 0.8 \text{ ελλείπει στοιχείων}$$

Υπολογισμός V_R

Υποστυλώματα με $L/h > 6$

$$\tau_{Ri} = 0.05 f_c = 0.05 \frac{f_{ck}}{1.5} = 0.05 \frac{9.6}{1.5} = 0.320 \text{ MPa}$$

$$V_R = 3 \times 0.25 \times 0.25 \times 320 = 60 \text{ KN}$$

Έλεγχος

$$V_s = 194.6 \text{ KN} > V_R S_D T = 60 \times 0.8 = 48 \text{ KN!} \quad \text{Ανεπάρκεια 4 φορές}$$

19

2° Επίπεδο Ελέγχου

Δρώσα Τέμνουσα

$$V_s = 0.6 \times 9.81 \times 24.8 \text{ KN} = 146 \text{ KN}$$

Υπολογισμός V_R

Από διαστασιολόγηση προέκυψε:

Στα εξωτερικά $M_R = 18 \text{ KN}$ $V_u = 32.9 \text{ KN}$

Στο κεντρικό $M_R = 27.6 \text{ KN}$ $V_u = 50.4 \text{ KN}$

Στα εξωτερικά $V_{Mu} = \frac{2 \times 18}{4.15} = 8.7 \text{ KN} < V_u = 32.9 \rightarrow V_R = 8.7 \text{ KN}$

Στο κεντρικό $V_{Mu} = \frac{2 \times 27.6}{4.15} = 13.3 \text{ KN} < V_u = 50.4 \rightarrow V_R = 13.3 \text{ KN}$

→ Κρίσιμη η αστοχία σε κάμψη

20

Διαθέσιμος Δείκτης q

Για τα εξωτερικά

$$\mu_{\Delta} = 10(32.9 \times 4.15 / (2 \times 18) - 1) - 30(32.9 / 0.25 \times 0.9 \times 0.225 \times 9600 / 1.5) - 0.1) - 2 = 25.9 > 5!$$

Για κεντρικό $\mu_{\Delta} = \dots = 25.7 > 5!$

λαμβάνεται $\mu_{\Delta} = 5$

$$q = (2 \times 5 - 1)^{1/2} / 0.75(1 + 0.05 \times 5) = 3.2$$

$$V_R = 3.2 \times (2 \times 8.7 + 13.3) = 98.2 \text{ KN}$$

$$V_s = 146 \text{ KN} > V_R S_D T = 98.2 \times 0.8 = 78.6 \text{ KN}$$

Ανεπάρκεια 2.5 φορές

21

3ο Επίπεδο Ελέγχου

Ικανοτικός Έλεγχος στους **εξωτερικούς** κόμβους:

Προσδιορισμός αντοχών στις δοκούς:

Στη στήριξη άνω

$$\begin{aligned} \text{Άνω πέλαμα: } & (2\lambda + 2\lambda) = 4\Phi 12 = 452 \text{ mm}^2 \\ \text{Από πλάκα: } & \frac{8\Phi 8 = 402 \text{ mm}^2}{854 \text{ mm}^2} \quad (+) \end{aligned}$$

Συνυπολογισμός οπλισμού πλάκας

Κατά ΕΚ.ΩΣ: $2h_f$ εκατέρωθεν

Ρεαλιστικότερα: $L_s/4$ εκατέρωθεν

$$M_{Rb}^- = A_s f_{yd} z = 0.854 \frac{220}{1.15} 0.43 = 70.3 \text{ KN}$$

Στη στήριξη κάτω: $2\Phi 12$

$$M_{Rb}^+ = 0.226 \frac{220}{1.15} 0.43 = 18.6 \text{ KN}$$

22

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Συνδετήρες $\Phi 6/250 S220$

$$VR_3 = V_{cd} + V_{wd}$$

Για θετική τέμνουσα:

$$V_{cd} = \dots = 31.4 \text{ KN}$$

Για αρνητική τέμνουσα:

$$V_{cd} = \dots = 28.9 \text{ KN}$$

Από συνδετήρες:

$$V_{wd} = \dots = 18.5 \text{ KN}$$

ΑΡΑ

$$V_u^+ = 31.4 + 18.5 = 49.9 \text{ KN} \quad V_u^- = 26.9 + 18.5 = 45.4 \text{ KN}$$

▪ Προσδιορισμός τύπου αστοχίας δοκών

$$V_{MR}^+ = \frac{M_R}{L_s = L/2} = \frac{70.3}{2} = 35.1 \text{ KN} < V_u^+ = 49.9 \text{ KN}$$

$$V_{MR}^- = \frac{18.6}{2} = 9.3 \text{ KN} < V_u^- = 45.5 \text{ KN}$$

→ Καμπτική αστοχία

Υπολογισμός V_{Ri}

$$\Sigma M_{Rb} = 70.3 + 18.6 = 88.9 \gg \Sigma M_{Rc} = 18 \text{ KNm}$$

→ Κρίσιμα τα υποστυλώματα και επειδή η κάμψη προηγείται (βλ. επίπεδο 2) → $V_{Ri} = 8.7 \text{ KN}$

23

Ικανοτικός Έλεγχος στους **εσωτερικούς** κόμβους:

Δεν υπάρχουν δοκοί κατά Χ: $\Sigma M_{Rb} = 0$

→ ως αν πολύ ασθενείς δοκοί

$$M_{Rc, \text{τζλ.}} = M_{Rc} \times 0 = 0$$

$$V_{R\text{κεντρ}} = \frac{27.6 + 0}{4.15} = 6.65 \text{ KN}$$

▪ Υπολογισμός V_R όπως επίπεδο 2:

$$\mu = 5, \quad q = 3.2$$

$$V_R = 3.2(2 \times 8.7 + 6.65) = 77 \text{ KN}$$

▪ Ελέγχεται η ανισότητα:

$$V_s = 146 \text{ KN} > 77 \times 1 \times 0.8 = 61.6 \text{ KN}$$

24