



EdiLus

Progettazione e Calcolo Strutturale

DOCUMENTAZIONE DI AFFIDABILITÀ

Casi Prova

CEMENTO ARMATO "ESISTENTE"

Ai sensi del:

D.M. 17/01/2018 cap. 10 - Norme Tecniche per le Costruzioni

ACCA software S.p.A.

Contrada Rosole 13 - 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy

INDICE

CASI PROVA CEMENTO ARMATO ESISTENTE

1	(CA-Old) - Test di Validazione n.01 (Livello di Conoscenza).....	3
2	(CA-Old) - Test di Validazione n.02 (Calcolo Resistenza Calcestruzzo).....	11
3	(CA-Old) - Test di Validazione n.03 (Placcaggio a Flessione Trave con FRP).....	14
4	(CA-Old) - Test di Validazione n.04 (Placcaggio a Taglio Trave con FRP ad U).....	20
5	(CA-Old) - Test di Validazione n.05 (Placcaggio a Taglio Trave con FRP ad avvolgimento completo).....	26
6	(CA-Old) - Test di Validazione n.06 (Incremento Altezza Trave)	36
7	(CA-Old) - Test di Validazione n.07 (Incamicatura in C.A. Pilastro).....	42
8	(CA-Old) - Test di Validazione n.08 (Incamicatura in AC Pilastro).....	52
9	(CA-Old) - Test di Validazione n.09 (Cerchiatura Pilastro con FRP)	63
10	(CA-Old) - Test di Validazione n.10 (Confinamento Nodo con FRP).....	70
11	(CA-Old) - Test di Validazione n.11 (Allargamento Fondazione)	83
12	(CA-Old) - Test di Validazione n.12 (Rinforzo Parete con Betoncino).....	92
13	(CA-Old) - Test di Validazione n.13 (Rinforzo Parete con FRP).....	102
14	(CA-Old) - Test di Validazione n.14 (Verifica di Rotazione alla Corda)	111

1 (CA-Old) - Test di Validazione n.01 (Livello di Conoscenza)

Titolo: **Determinazione del Livello di Conoscenza dell'Edificio.**

I file di EdiLus (CA-Old) sono: **Dettagli costruttivi.EDL** e **Edificio-300mq.EDL.**

Di seguito si illustra la procedura guidata messa a punto nel programma per la determinazione del Livello di Conoscenza della struttura in conformità alla normativa vigente e relativa validazione della procedura.

Premessa

La determinazione del **Livello di Conoscenza** di una struttura in cemento armato, come indica la Circolare del 21-01-2019 n. 7 al § C8.5.4 e successivi paragrafi, deve avvenire a partire dalle informazioni acquisite in merito:

- alla **GEOMETRIA**, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- ai **DETTAGLI COSTRUTTIVI**, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- alle **PROPRIETA' DEI MATERIALI**.

Documentazione disponibile

Nella procedura guidata relativa alla determinazione del Livello di Conoscenza della struttura, la prima operazione da eseguire consiste nell'indicare, nella sezione "**Documentazione Disponibile**", le informazioni acquisite sulla struttura, in merito alla geometria, ai dettagli costruttivi e ai materiali.

- Geometria -

Come indicato nella Tabella C8A.1.2 della Circolare 21-01-2019 n. 7, la Geometria della struttura può essere nota:

- da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione;
- da rilievo ex-novo completo.

Come illustrato nella *Figura 1.1*, attivando nel software EdiLus l'apposita vista "**Livello di Conoscenza**", è possibile inserire le suddette informazioni relative alla Geometria cliccando sul bottone "**Documentazione Disponibile**".

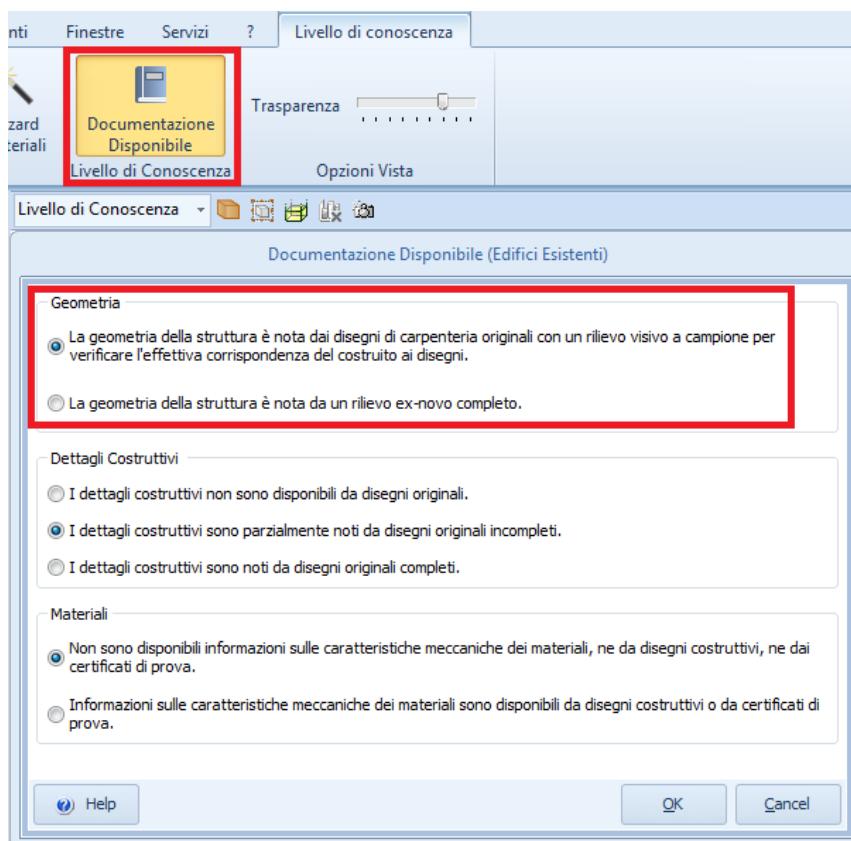


Figura 1.1: documentazione disponibile con riferimento alla Geometria della struttura

- Dettagli Costruttivi -

Come indicato nella Tabella C8A.1.2 della Circolare 21-01-2019 n. 7, i Dettagli Costruttivi della struttura possono essere:

- **non disponibili** da disegni costruttivi. In tal caso è richiesta una limitata verifica in situ delle armature presenti negli elementi più importanti;
- **parzialmente noti** dai disegni costruttivi originali incompleti. In tal caso è necessario effettuare una limitata verifica in situ delle armature presenti negli elementi più importanti;
- **noti** dai disegni costruttivi originali. In tal caso è necessario effettuare una limitata verifica in situ delle armature presenti negli elementi più importanti.

Come illustrato nella Figura 1.2, nel software EdiLus è possibile inserire le suddette informazioni relative ai Dettagli Costruttivi cliccando sul bottone "Documentazione Disponibile".

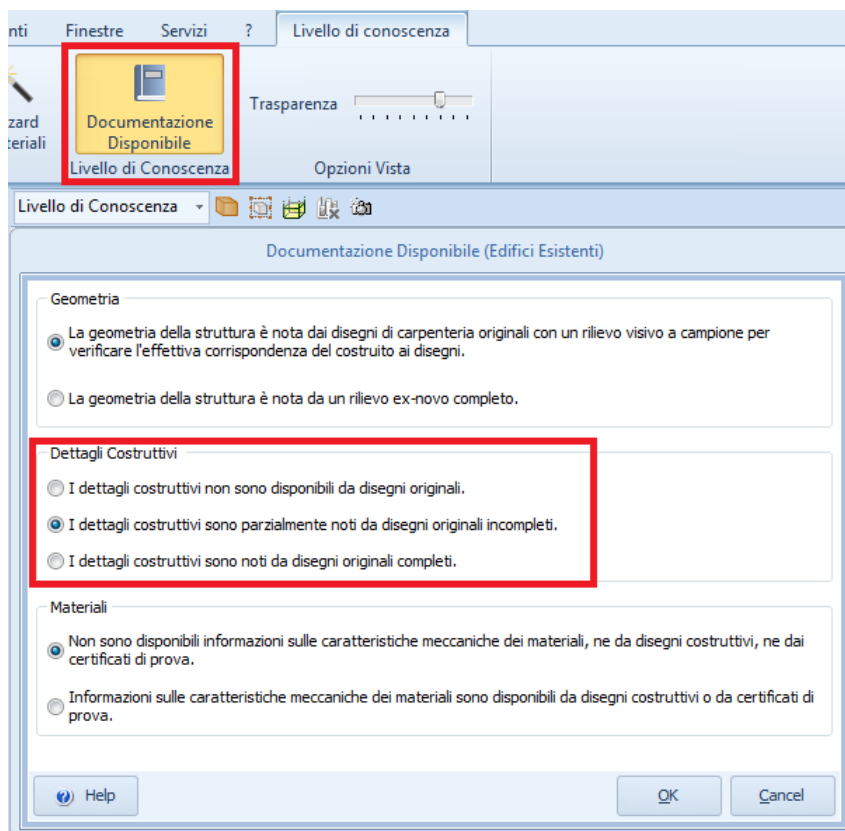


Figura 1.2: documentazione disponibile con riferimento ai Dettagli Costruttivi

- Materiali -

Come indicato nella Tabella C8A.1.2 della Circolare 21-01-2019 n. 7, i dati sui Materiali della struttura possono essere:

- **non disponibili** informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova;
- **disponibili** informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali.

Come illustrato nella Figura 1.3, nel software EdiLus è possibile inserire le suddette informazioni relative ai Materiali cliccando sul bottone "Documentazione Disponibile".

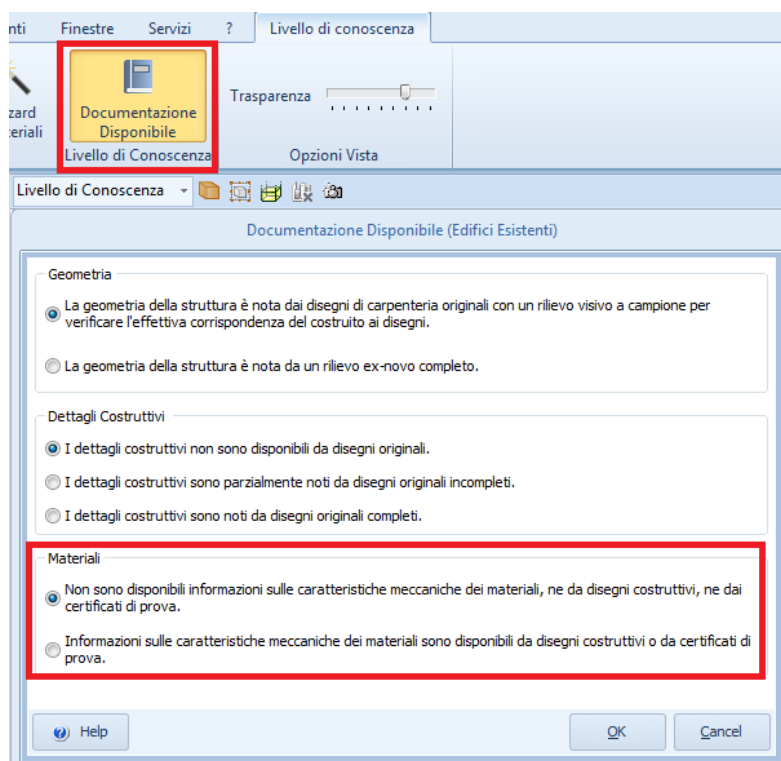


Figura 1.3: documentazione disponibile con riferimento ai Materiali

Verifiche in situ

Nella procedura guidata, dopo aver indicato la "Documentazione Disponibile", è necessario procedere con la simulazione delle verifiche effettuate in situ in merito al rilievo dei Dettagli Costruttivi e delle prove fatte per determinare la resistenza dei Materiali. Tale operazione viene eseguita inserendo sui vari elementi strutturali l'oggetto parametrico "Prove di indagine" che permette di definire, sul singolo elemento strutturale su cui viene posizionata, la conoscenza o meno dei dettagli di armatura della sezioni e i valori relativi alle eventuali prove di indagine eseguite in situ (Figura 1.4).

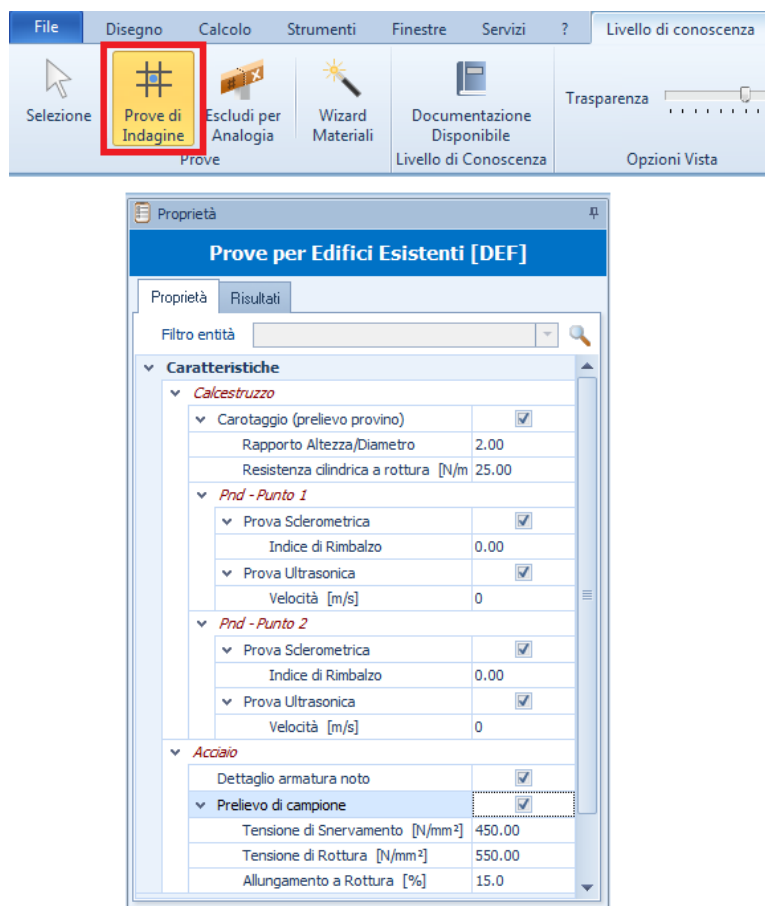


Figura 1.4: proprietà oggetto "Prove per Edifici Esistenti"

- Dettagli Costruttivi -

Il numero minimo di elementi da indagare per definire il livello di rilievo dei dettagli costruttivi è indicato nella Tabella C8A.1.3a della Circolare 21-01-2019 n. 7 di seguito riportata. Come è esplicitamente indicato in questa tabella, le informazioni minime devono essere indagate per ogni elemento strutturale "primario" (trave, pilastro, ecc.).

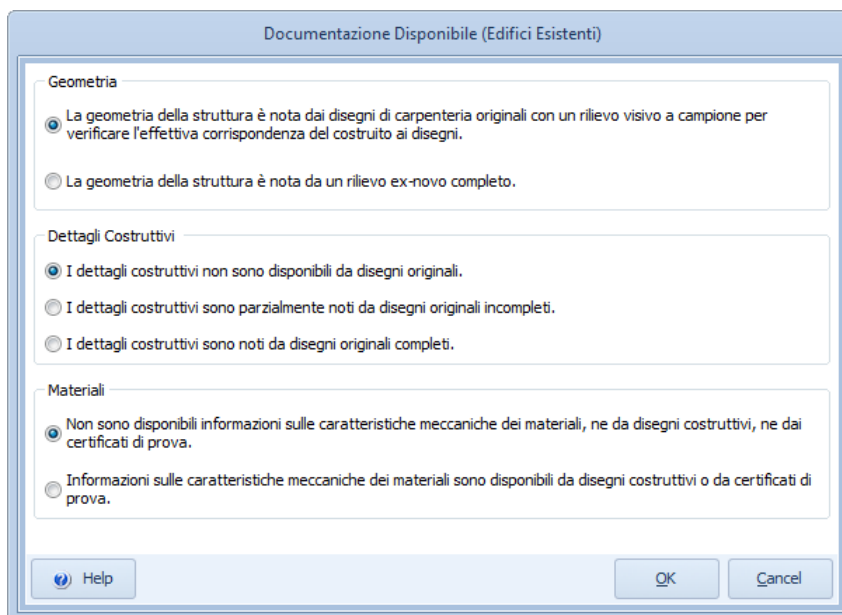
Tabella C8A.1.3a - Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a) Per ogni tipo di elemento "primario (trave, pilastro, ...)"	Prove (sui materiali)(b)(c)
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

In EdiLus, nella procedura guidata per la determinazione del livello di conoscenza della struttura, per indicare che per un elemento strutturale è stato indagato o è disponibile il particolare dell'armatura, è necessario attivare il check relativo a "Dettaglio armatura noto".

Con riferimento al file **Dettagli costruttivi.EDL**, procediamo alla validazione del Livello di Conoscenza relativo ai Dettagli Costruttivi. La struttura in esame è costituita da 75 pilastri e 120 travi. Ipotizziamo che, relativamente alla Documentazione Disponibile, risulti (Figura 1.5):

- **Geometria:** nota dai disegni di carpenteria originale con rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.
- **Dettagli Costruttivi:** non disponibili dai disegni originali.
- **Materiali:** informazioni non disponibili né dai disegni costruttivi né dai certificati di prova.



Documentazione Disponibile (Edifici Esistenti)

Geometria

- La geometria della struttura è nota dai disegni di carpenteria originali con un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.
- La geometria della struttura è nota da un rilievo ex-novo completo.

Dettagli Costruttivi

- I dettagli costruttivi non sono disponibili da disegni originali.
- I dettagli costruttivi sono parzialmente noti da disegni originali incompleti.
- I dettagli costruttivi sono noti da disegni originali completi.

Materiali

- Non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi, né dai certificati di prova.
- Informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili da disegni costruttivi o da certificati di prova.

Buttons: Help, OK, Cancel

Figura 1.5: documentazione Disponibile

Come indicato nella Tabella C8.5.IV della Circolare 21-01-2019 n. 7, relativamente ai Dettagli Costruttivi, per conseguire un Livello di Conoscenza pari a:

- **LC1:** sono necessarie **limitate** verifiche in situ.
- **LC2:** sono necessarie **estese** verifiche in situ.
- **LC3:** sono necessarie **esaustive** verifiche in situ.

Con riferimento ai soli pilastri del succitato esempio, nella successiva tabella, sono riassunti il numero di elementi minimi da indagare per conseguire uno dei 3 Livelli di Conoscenza.

LC	N.ro min. pilastri	N.ro min. pilastri (in EdiLus)	Riferimento figura
LC1	15% di 75 = 11.25	12	Figura 1.6
LC2	35% di 75 = 26.25	27	Figura 1.7
LC3	50% di 75 = 37.50	38	Figura 1.8

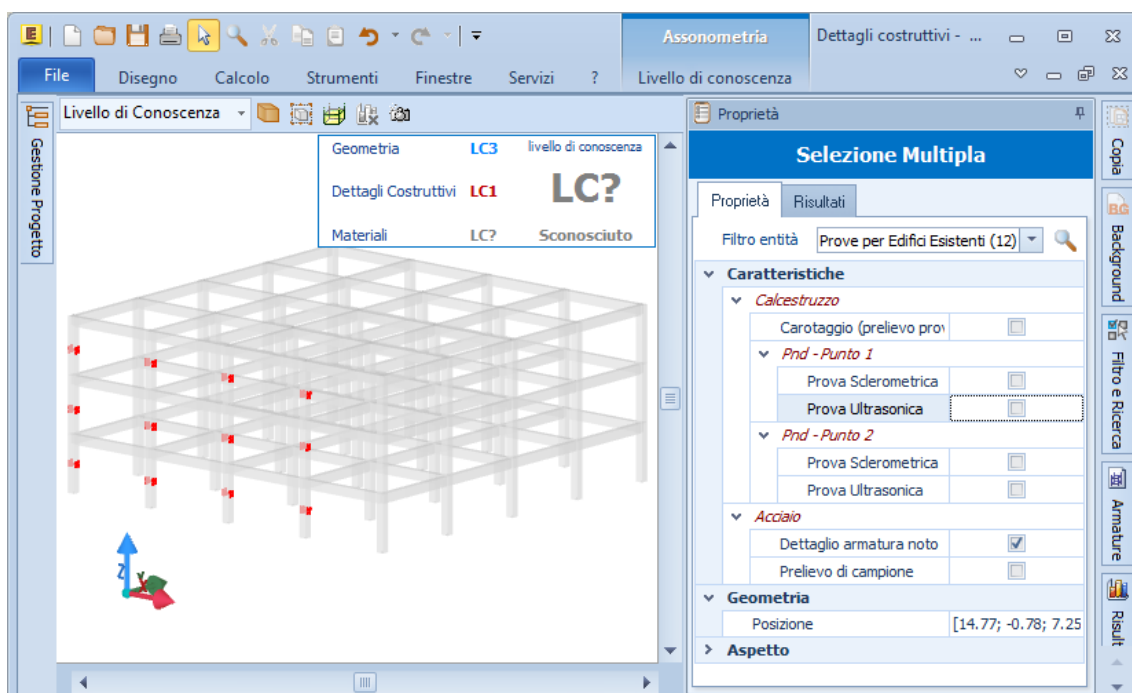


Figura 1.6: LC1 - dettagli Costruttivi

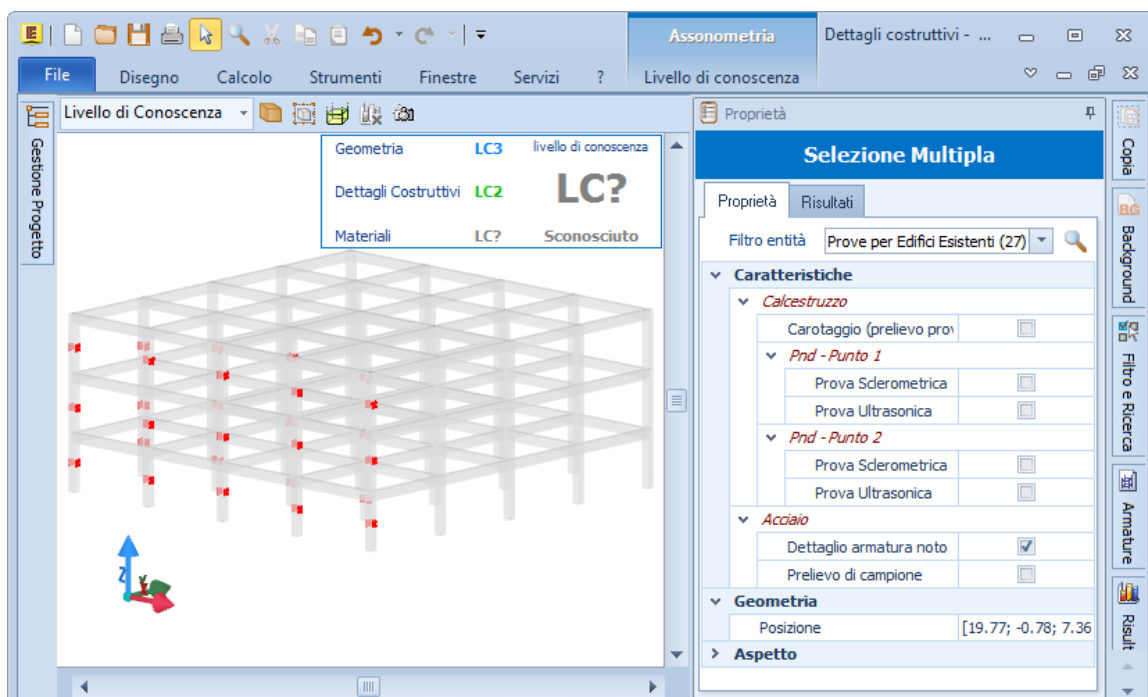


Figura 1.7: LC2 - dettagli Costruttivi

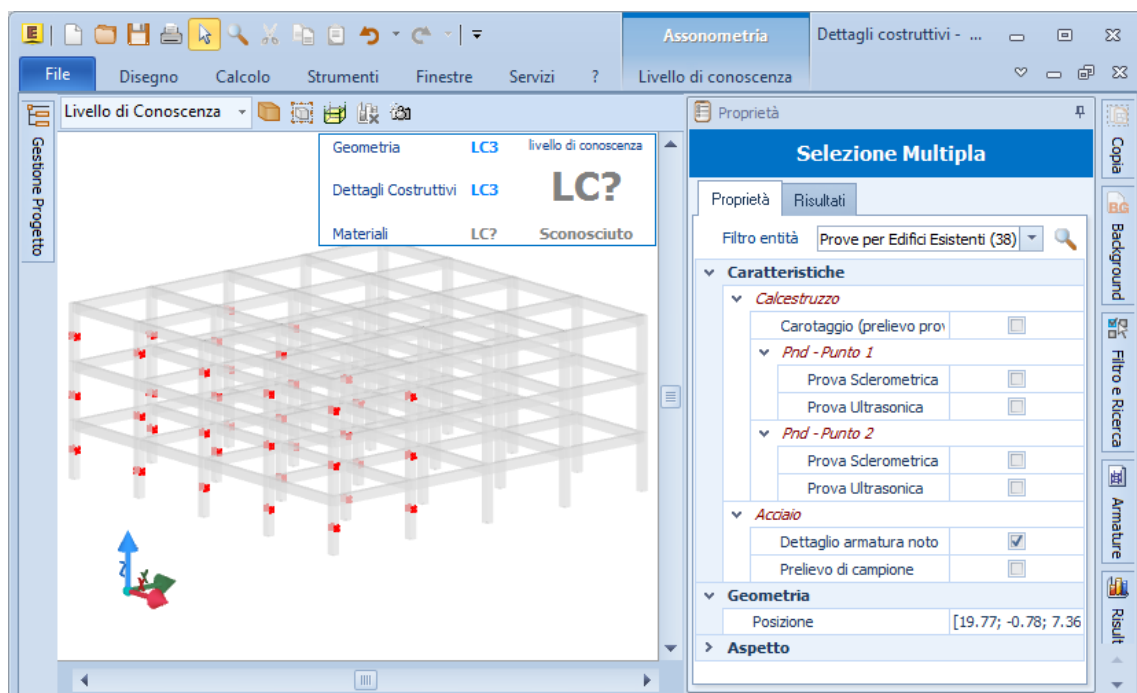


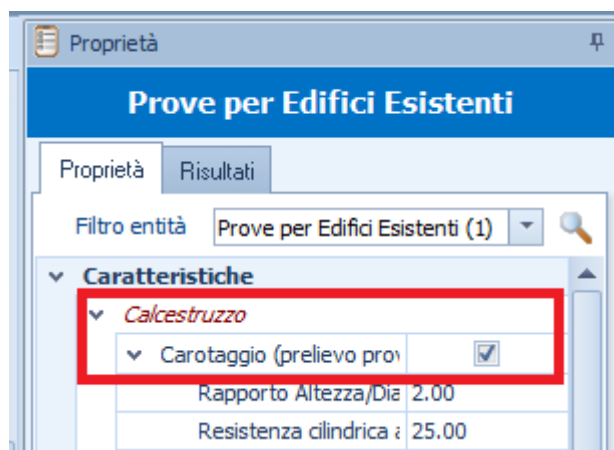
Figura 1.8: LC3 - dettagli Costruttivi

- Materiali -

Il numero minimo di prove da eseguire per il calcestruzzo e l'armatura per definire il livello di conoscenza dei Materiali è indicato nella Tabella C8.5.IV della Circolare 21-01-2019 n. 7. Come è esplicitamente indicato in questa tabella, le informazioni minime devono essere indagate per ogni elemento strutturale "primario" (trave, pilastro, ecc.) e per ogni piano.

In EdiLus, nella procedura guidata per la determinazione del livello di conoscenza della struttura, per indicare che per un elemento strutturale è stato eseguito un provino di cls e/o è stato prelevato un campione di armatura, occorre attivare i check di cui in *Figura 1.9*.

Prelievo provino di cls



Prelievo campione di armatura

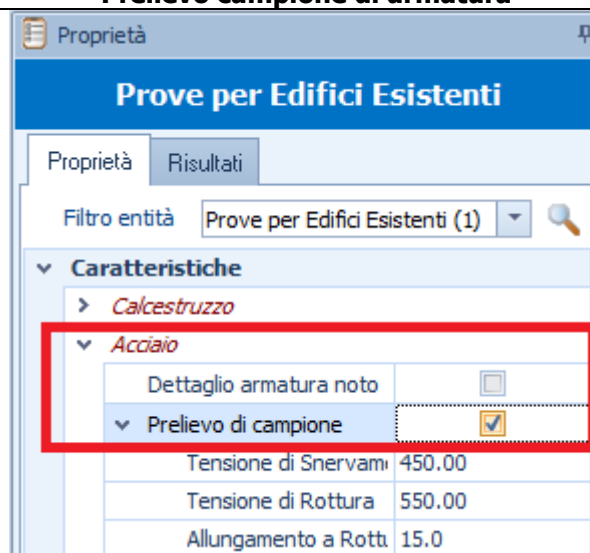


Figura 1.9: indicazione prelievo provino di cls e di armature

Con riferimento al file **Edificio -300mq.EDL**, procediamo alla validazione del Livello di Conoscenza relativo ai Materiali. La struttura in esame è costituita da 3 piani, ognuno di superficie inferiore ai 300 m².

Ipotizziamo che, relativamente alla Documentazione Disponibile, risulti quanto riportato nella *Figura 1.5*. Come indicato nella Tabella C8.5.IV della Circolare 21-01-2019 n. 7, relativamente ai Materiali, per conseguire un Livello di Conoscenza pari a:

- **LC1:** sono necessarie **limitate** verifiche in situ.
- **LC2:** sono necessarie **estese** verifiche in situ.
- **LC3:** sono necessarie **esaustive** verifiche in situ.

In tal caso, con riferimento ai soli pilastri del succitato esempio, nella successiva tabella, sono riassunti il numero minimo di prelievi da eseguire per conseguire uno dei 3 Livelli di Conoscenza previsti.

Edificio con impalcati inferiori a 300 m ²			
LC	Materiale	N.ro min. prelievi x piano	Riferimento figura
LC1	Cls	1	Figura 1.10
	Acciaio per tondini	1	
LC2	Cls	2	Figura 1.11
	Acciaio per tondini	2	
LC3	Cls	3	Figura 1.12
	Acciaio per tondini	3	

N.B. 1.1

Per semplicità, ad ogni "prova di indagine" inserita, è stato attivato il check relativo sia al prelievo di carota di cls che di campione di armatura.

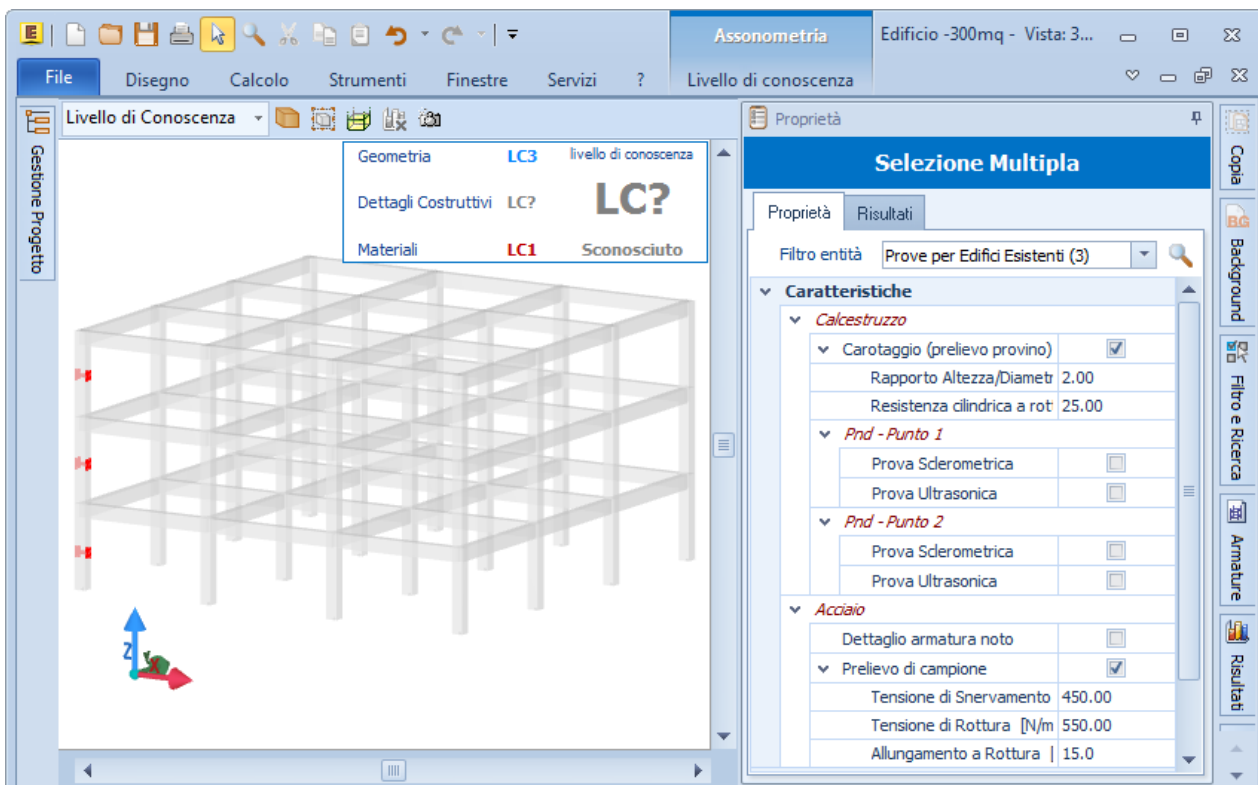


Figura 1.10: LC1 - Materiali

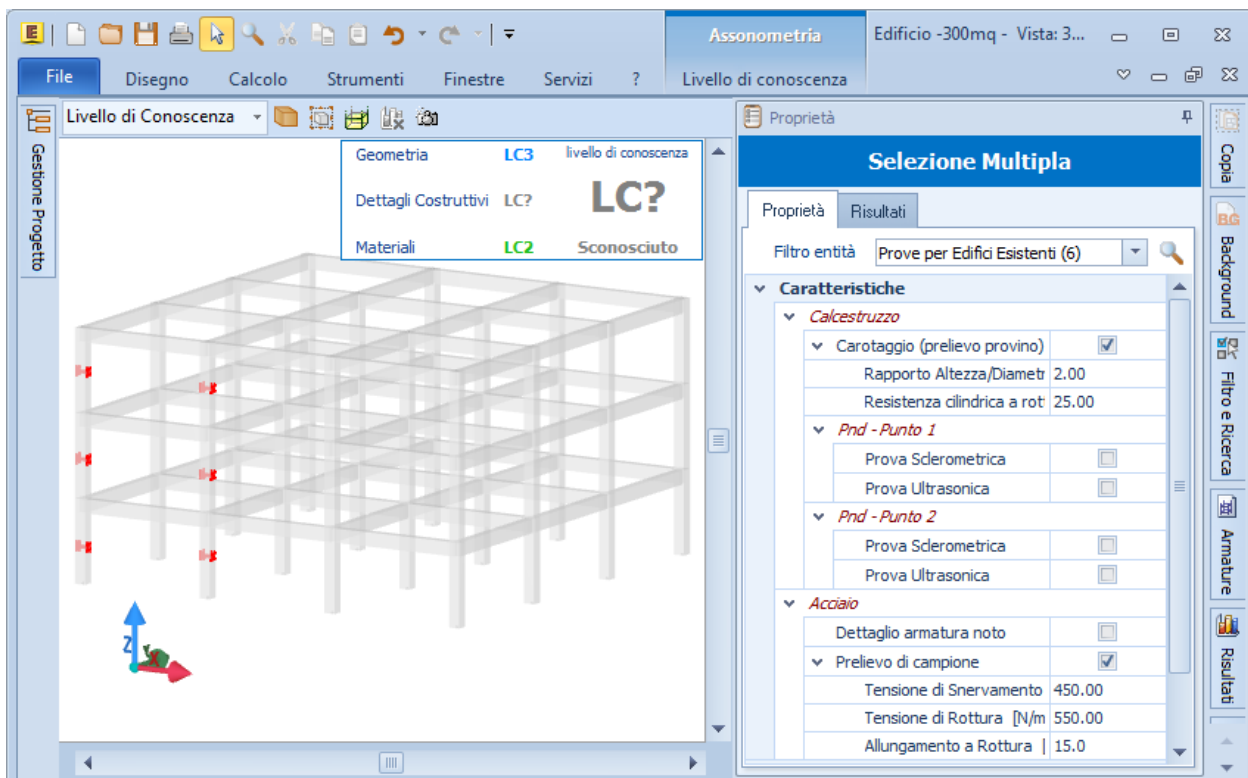


Figura 1.11: LC2 - Materiali

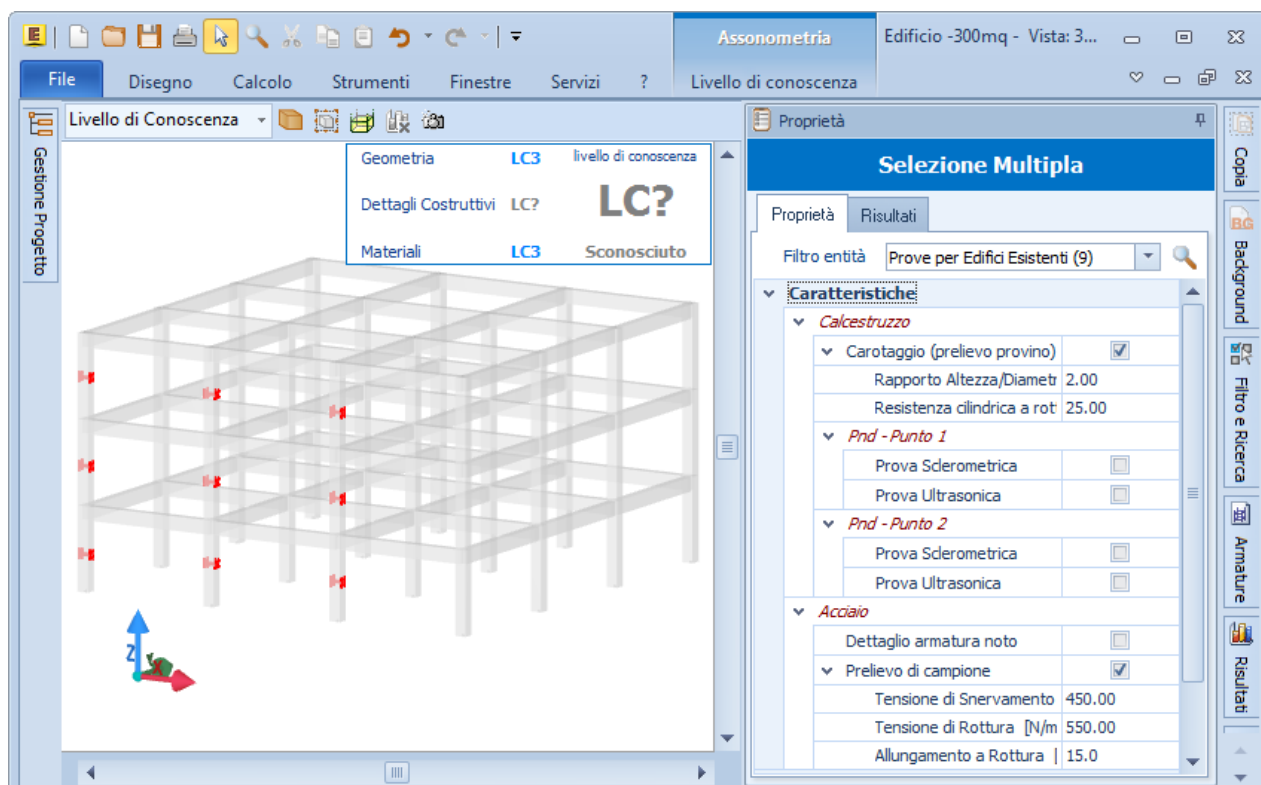


Figura 1.12: LC3 - Materiali

2 (CA-Old) - Test di Validazione n.02 (Calcolo Resistenza Calcestruzzo)

Titolo: **Stima della resistenza del calcestruzzo basata su carotaggi ed indagini non distruttive.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_Res_CLS.EDL.**

Di seguito si illustra un esempio di validazione relativa alla procedura guidata messa a punto nel programma per la stima della resistenza dei materiali esistenti (calcestruzzo e acciaio) in relazione alle correlazioni fra prove distruttive (carotaggi) e prove non distruttive (sclerometriche e ultrasoniche).

Con il presente test vengono messi a confronti i risultati del software con l'esempio di cui al § 4.1.3.3 **Esempi applicativi** del testo [1]: **Valutazione di edifici esistenti in Cemento Armato** di **G. Manfredi, A. Masi, G. Verderame, M. Vona** edito dalla **Iuss Press**.

Risultati delle prove in situ

Nell'esempio illustrato nel § 4.1.3.3 di [1], sono state eseguite 4 prove distruttive e non distruttive negli stessi punti, riassunti nella *Tab. 2.1* ed ulteriori 7 prove non distruttive, riassunte nella *Tab. 2.2*, eseguite su altri punti della struttura.

Tab. 2.1: risultati prove distruttive e non distruttive

Carota	Sclerometrica	Ultrasonica	Resistenza cilindrica	Resistenza cubica
ID	S	V [m/s]	$f_{c,car}$ [N/mm ²]	$R_{c,car}$ [N/mm ²]
C-1	41	1739	18,09	21,8
C-2	40	4128	19,09	23,0
	40	4024		
C-3	31	2597	9,46	11,4
	34	2721		
C-4	28	1942	6,06	7,3
	29	2198		

N.B. 2.1

In EdiLus, la resistenza cubica del provino viene determinata con la seguente relazione:

$$R_c = f_c / 0,83, \text{ per un rapporto altezza/diametro provino pari a } 2.$$

Pertanto, affinché vi sia corrispondenza fra le resistenze cubiche dell'esempio riportato in [1] e quelle calcolate nel programma, è stato necessario inserire i valori delle resistenze cilindriche delle carote ($f_{c,car}$) di cui nella *Tab. 2.1*.

Tab. 2.2: risultati prove non distruttive

PND	Sclerometrica	Ultrasonica
ID-PND	S	V [m/s]
PND-1	33	3279
PND-2	28	2438
PND-3	27	2380
PND-4	38	3972
PND-5	42	4052
PND-6	35	3610
PND-7	35	3571

In EdiLus, attraverso l'utilizzo dell'oggetto parametrico "Prove di indagine" è possibile simulare le varie prove di indagini condotte su una struttura.

Con riferimento al file *Test_03.EDL* le 4 prove distruttive e non distruttive sono state identificate di colore Blu, mentre le 7 prove non distruttive sono identificate di colore Rosso, come si può evincere dalla *Figura 2.1*.

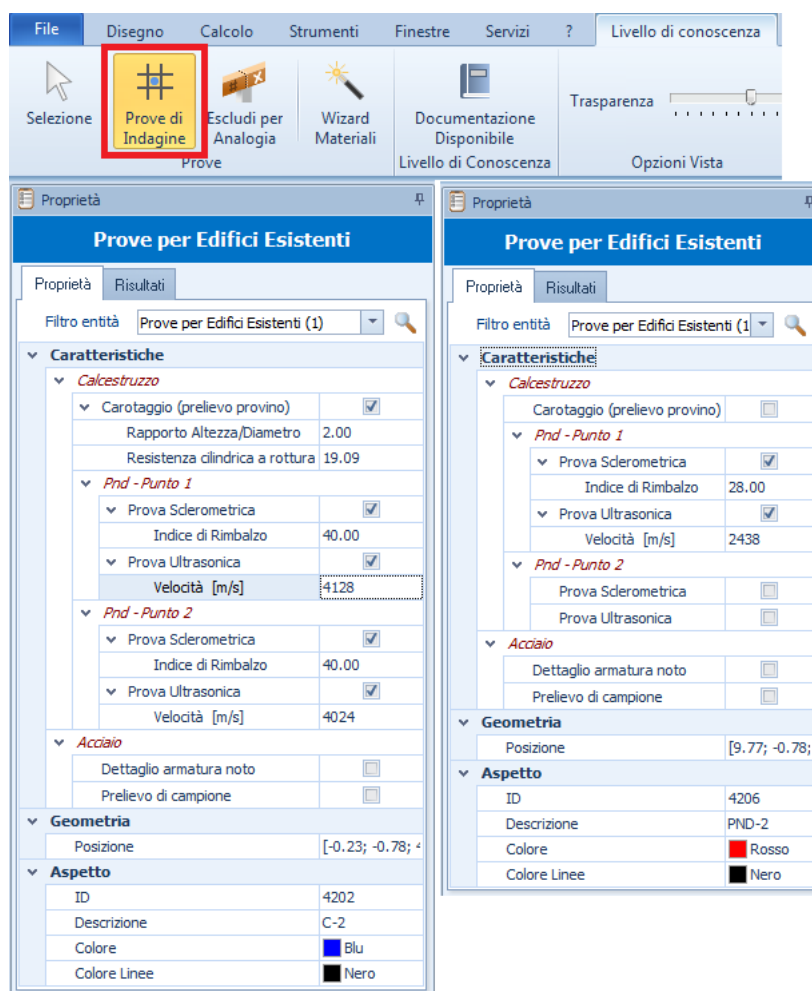


Figura 2.1: prove per Edifici Esistenti

Stima della resistenza del calcestruzzo

Disponendo dei dati ottenuti con indagini non distruttive, i risultati ottenuti dai carotaggi, effettuati negli stessi punti, possono essere utilizzati per calibrare i risultati delle prove non distruttive utilizzando ad esempio il metodo Sonreb e ricavando così l'espressione valida per il calcestruzzo in esame.

Tale procedura richiede la conoscenza della resistenza a compressione delle carote prelevate (convertita nel relativo valore cilindrico f_c in situ e, eventualmente, nel valore cubico R_c) e dei corrispondenti valori dell'indice di rimbalo S delle prove sclerometriche e della velocità ultrasonica V , ottenuti dalle prove non distruttive effettuate prima dei carotaggi negli stessi punti. In tal modo è possibile determinare, effettuando una regressione non lineare, i coefficienti a , b , c dell'espressione Sonreb $R_c = a \cdot S^b \cdot V^c$, valida per il calcestruzzo in esame.

Applicando tale espressione è possibile stimare le resistenze R_c del calcestruzzo anche nei punti in cui siano state effettuate solo prove non distruttive, in modo da determinare il valore medio della resistenza del calcestruzzo in esame utilizzando i risultati delle prove distruttive e non distruttive, facendo pertanto riferimento ad un campione più ampio e rappresentativo.

Quanto ora descritto viene fatto in automatico in Edilus utilizzando l'oggetto parametrico "Wizard Materiali", il quale fornisce direttamente il valore medio della resistenza cubica del calcestruzzo con riferimento alle varie prove di indagini selezionate (Figura 2.2).

Con riferimento al file di esempio **Test_Res_CLS.EDL** una volta selezionate tutte le prove di indagine inserite nel modello di calcolo, cliccando sul bottone Wizard Materiali, il programma provvede a calcolare la resistenza cubica del calcestruzzo correlando le varie prove eseguite in situ (distruttive e non distruttive).

Come si può osservare nella Figura 2.2, la stima della resistenza del calcestruzzo mediante il metodo Sonreb fornisce, in Edilus, una resistenza cubica media R_c pari a **14,78 N/mm²**, valore che è in buon accordo con il valore di 15,5 N/mm² fornito nel testo [1], ottenendo con Edilus uno scarto percentuale del -4,64% rispetto al valore fornito in [1].

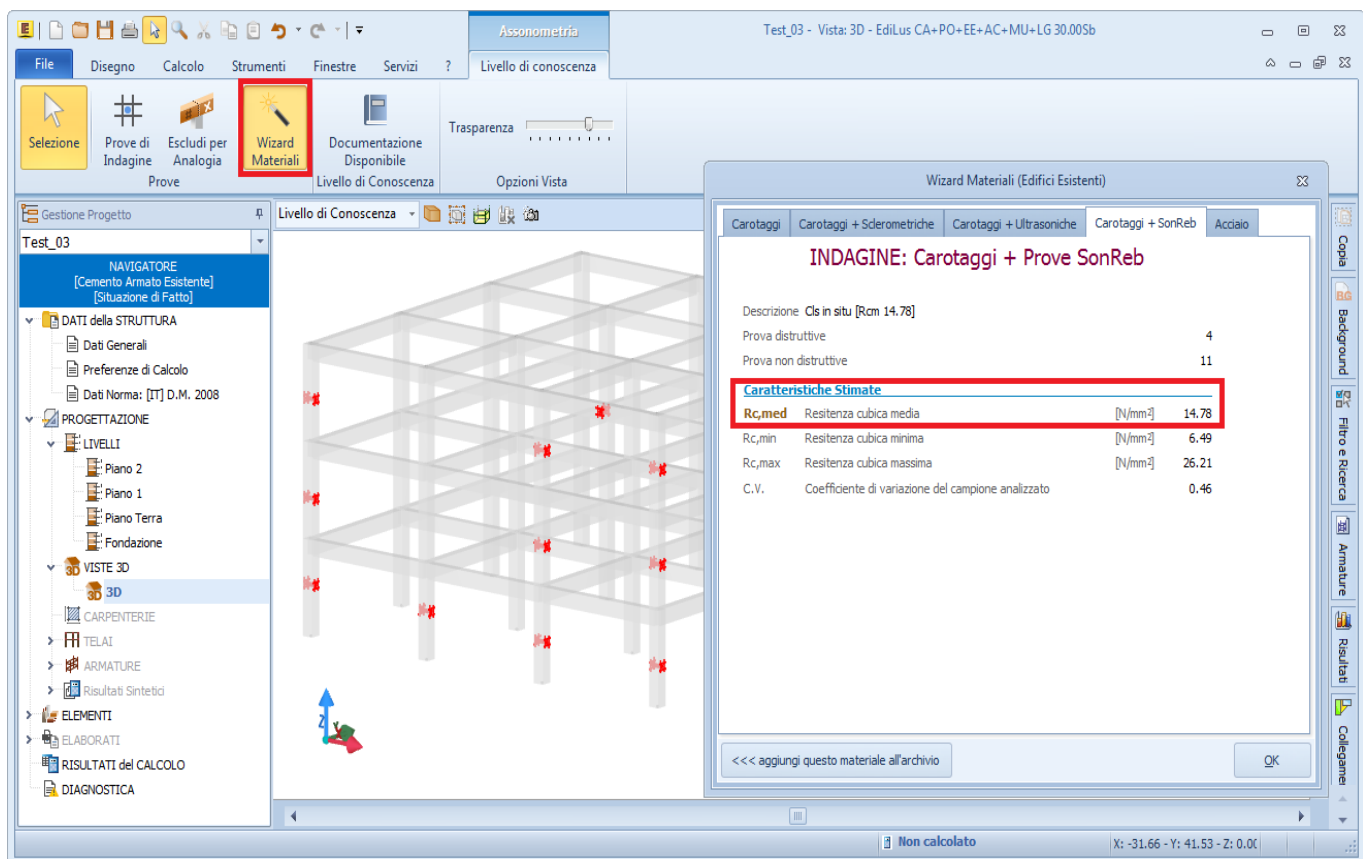


Figura 2.2: wizard Materials e stima della resistenza del calcestruzzo

3 (CA-Old) - Test di Validazione n.03 (Placcaggio a Flessione Trave con FRP)

Titolo: **Verifica trave con FRP a Flessione.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_FRP_Flessione.EDL.**

Di seguito si riporta la procedura di verifica di una sezione in CA rinforzata con l'intervento "Placcaggio con FRP per Flessione". Il calcolo è fatto in conformità alla [1]: **CNR-DT 200 R1/2013** - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

Dati Trave

Lo schema di calcolo adoperato è quello di una trave doppiamente appoggiata (Figura 3.1 e Figura 3.2) che presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 4,00 m.

base (b) = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.

Altezza (h) = 0,50 m = 50 cm = 500 mm.

Condizione di vincolo (Figura 3.2):

Nodo	Tipo	Rigidezza allo spostamento			Rigidezza alla rotazione		
		X [N/cm]	Y [N/cm]	Z [N/cm]	X [Nm/rad]	Y [Nm/rad]	Z [Nm/rad]
1	utente	infinita	infinita	infinita	infinita	nessuna	nessuna
2	carrello X	nessuna	infinita	infinita	nessuna	nessuna	nessuna

Tipo situazione = di Fatto.

Livello di Conoscenza = LC2 (Adeguato).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale = Cls C20_FeB22k.

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls = 20,00 N/mm².

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione = $0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 20 = 16,60$ N/mm².

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 16,60 + 8 = 24,60$ N/mm².

f_{ctm} = resistenza media a trazione = $0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 0,3 \cdot 24,60^{2/3} = 1,95$ N/mm².

$f_{cd,e}$ = resistenza cilindrica a compressione di progetto del cls (esistente) = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / (\gamma_{ds} \cdot FC) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 20 / (1 \cdot 1,20) = 11,76$ N/mm².

γ_{ds} = coefficiente parziale di sicurezza del cls = 1 (calcolo non sismico).

E_c = modulo elastico normale cls = $22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 22000 \cdot (24,60/10)^{0,3} = 28820$ N/mm².

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio = 215,00 N/mm².

$f_{yd,e}$ = resistenza di progetto acciaio (esistente) = $f_{yk} / (\gamma_s \cdot FC) = 215 / (1 \cdot 1,20) = 179,17$ N/mm².

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio = 1 (calcolo non sismico).

E_s = modulo elastico normale acciaio = 200000 N/mm².

Diametro armature longitudinali (ϕ_L) = 12 mm (unica diametro).

Armature superiore ($A_{s,sup} = A_{f2}$) = $2 \phi_{12} = 226$ mm².

Armature inferiore ($A_{s,inf} = A_{f1}$) = $5 \phi_{12} = 565$ mm².

Diametro staffe (ϕ_{st}) = 8 mm.

Ricoprimento (c) = 20 mm (copriferro in EdiLus).

Copriferro ($d' = cop$) = $c + \phi_{st} + \phi_L/2 = 20 + 8 + 12/2 = 34$ mm.

Altezza utile (d) = $h - d' = 500$ mm - 34 mm = 466 mm.

Carichi = peso proprio trave ($q_{trv} = 3\ 750$ N/m).

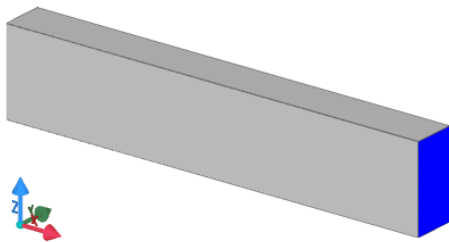


Figura 3.1: vista - "Editor 3D"

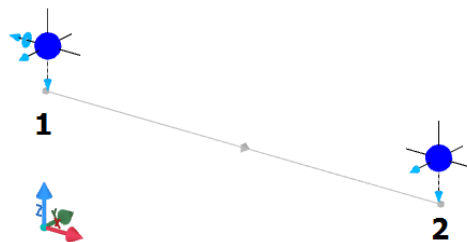


Figura 3.2: vista - "Strutturale + Vincoli"

Dati Intervento

L'intervento "Placcaggio con FRP per Flessione" utilizzato presente le seguenti caratteristiche (Figura 3.3):

Materiale= FRP Test 04.

E_f = modulo elastico normale = 165000 N/mm².
 f_{fk} = resistenza caratteristica a rottura = 2800 N/mm².

Caratteristiche/Geometria

b_f = larghezza Strato/Lamina = 140,00 mm;
 t_f = spessore = 1,200 mm;
 Esposizione ambientale = Interna;
 n_f = numero Strato/Lamina = 1;
 p'_f = distanza netta tra le strisce = 120 mm;
 Disposizione fibre = inferiore;
 Ancoraggio garantito da dispositivi meccanici = SI;
 A_f = area FRP = $n_f \cdot b_f \cdot t_f = 1 \cdot 140 \cdot 1,20 = 168 \text{ mm}^2$.

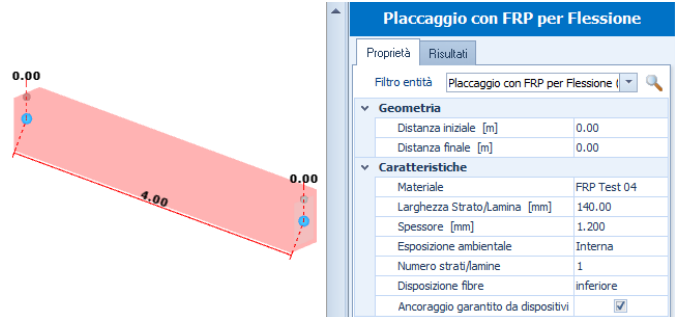


Figura 3.3: vista - "Interventi CA + proprietà intervento"

Sollecitazioni di Progetto

Rivolgiamo l'attenzione alla sezione di mezzeria della trave ($\%LLI = 50\%$).

Essendo lo schema di calcolo quello di una "trave" doppiamente appoggiata, in tale sezione le sollecitazioni di progetto valgono:

$$N_{Ed} = 0 \text{ N};$$

$$T_{Ed} = 0 \text{ N};$$

$$M_{Ed} = 1,3 \cdot q_{trv} \cdot L^2 / 8 = 1,3 \cdot 3750 \cdot 4,00^2 / 8 \text{ m} = 9 \text{ 750 Nm}.$$

Con:

q_{trv} = peso proprio trave = 3 750 N/m;
 L = lunghezza trave = 4,00 m.

Verifica5		
	Superiore	Inferiore
%LLI	50%	
N_{Ed}	0	0
M_{Ed,3}	0	9.750

Sollecitazioni di verifica EdILus

Valutazione Deformazione Massima Rinforzo (ϵ_{fd})

Questa è data dalla seguente relazione (4.21 [1]):

$$\epsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}; \epsilon_{fdd} \right\} = \min(\epsilon_{fdd1}; \epsilon_{fdd2}) = \min(0,95 \cdot 0,01697 / 1,0; 0,002544) = \min(0,01612; 0,00254) = 0,00254.$$

dove:

$$\epsilon_{fdd1} = \eta_a \cdot \epsilon_{fk} / \gamma_f = 0,95 \cdot 0,01697 / 1,0 = \mathbf{0,01612}.$$

η_a = fattore di conversione ambientale - per fibre di carbonio e per esposizione "interna" = 0,95 (Tabella 3-2 di [1]).

γ_f = 1,0 preso dalla successiva tabella (Tabella 3-1 di [1]):

ϵ_{fk} = deformazione caratteristica a rottura del rinforzo = $f_{fk} / E_f = 2800 / 165000 = 0,01697$.

f_{fk} = resistenza caratteristica a rottura FRP = 2800 N/mm².

E_f = modulo elastico normale FRP = 165000 N/mm².

$$\epsilon_{fdd} = \epsilon_{fdd2} = \text{massimo valore della deformazione progettuale del composito} = f_{modo} / E_f = f_{fdd,2} / E_f = 419,76 / 165000 = \mathbf{0,002544} \text{ (N.B. 3.1)}.$$

N.B. 3.1

Nella valutazione della ϵ_{fdd} vengono portati in conto (nella f_{modo}) i seguenti tipi di meccanismi di rottura/distacco del rinforzo:

Distacco di estremità (modo 1) -> $f_{modo} = f_{fdd}$ (relazione 4.4 [1]) = $f_{fdd,rid}$ (relazione 4.5 [1])

Tale tipo di meccanismo si può innescare quando NON è stato garantito l'ancoraggio del rinforzo mediante dispositivi meccanici, nelle sezioni:

- estreme* o *prossime* del rinforzo: quando la lunghezza di ancoraggio del rinforzo (l_b) è minore della lunghezza ottimale di ancoraggio (l_{ed} - relazione 4.1 [1]);
- intermedie* del rinforzo: quando la lunghezza di ancoraggio del rinforzo (l_b) è minore della lunghezza ottimale di ancoraggio (l_{ed}).

Distacco intermedio (modo 2) -> $f_{modo} = f_{fdd,2}$ (relazione 4.6 [1])

Tale tipo di meccanismo si innesca nelle seguenti sezioni:

- intermedie* del rinforzo: quando è stato garantito l'ancoraggio del rinforzo mediante dispositivi meccanici;

- b) *estreme* del rinforzo: quando è stato garantito l'ancoraggio del rinforzo mediante dispositivi meccanici.
 c) *estreme* o *prossime* del rinforzo: quando **NON** è stato garantito l'ancoraggio del rinforzo mediante dispositivi meccanici, ma la lunghezza di ancoraggio del rinforzo (l_b) è maggiore o uguale della lunghezza ottimale di ancoraggio (l_{ed}).

Per il caso in esame si ha:

- ancoraggio garantito;
- sezione di verifica rinforzo: sezione di mezzeria (intermedia).

Per cui abbiamo che il meccanismo di distacco è il **modo 2** (caso a) $\rightarrow f_{modo} = f_{rdd,2}$.

$$f_{rdd,2} = \text{resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 2" (delaminazione in corrispondenza di fessure da flessione)} =$$

$$= \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f}{n_f \cdot t_f} \cdot \frac{2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}} = \frac{1,25}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{165000}{1 \cdot 1,2} \cdot \frac{2 \cdot 1,02247 \cdot 0,10}{1,20} \cdot \sqrt{24,60 \cdot 1,95}} = \mathbf{419,76 \text{ N/mm}^2}.$$

k_q = un coefficiente che tiene conto della condizione di carico = 1,25 (carichi distribuiti; 1,00 per carichi concentrati);

$\gamma_{f,d}$ = coefficiente parziale di sicurezza = 1,2 (§ 3.4.1 (1) di [1]);

E_f = modulo elastico normale = 165000 N/mm²;

n_f = numero Strato/Lamina = 1;

t_f = spessore FRP = 1,200 mm;

$$k_b = \text{coefficiente correttivo di tipo geometrico (relazione 4.3 di [1])} = \sqrt{\frac{2 - b_f / b}{1 + b_f / b}} = \sqrt{\frac{2 - 140 / 300}{1 + 140 / 300}} = \mathbf{1,0224} (\geq 1; b_f / b \geq 0,25);$$

b_f = larghezza strato/lamina FRP = 140 mm;

b = base trave esistente = 300 mm.

$k_{G,2}$ = coefficiente correttivo calibrato sulla base di risultati di prove sperimentali = 0,10 (frattile 5% per FRP impregnato in situ);

FC = fattore di confidenza = 1,20;

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = 24,60 N/mm²;

f_{ctm} = resistenza media a trazione = 1,95 N/mm².

La deformazione finale dell'FRP (ε_{frp}) dovrà risultare al massimo uguale a tale valore (ε_{fd}).

Ciò comporta quasi sicuramente che la crisi della sezione avverrà per delaminazione dell'FRP e non per rottura del calcestruzzo, che si troverà ad avere una $\varepsilon \ll \varepsilon_{cu} = 0,0035$.

Calcolo Asse Neutro

Adottiamo il diagramma parabola rettangolo.

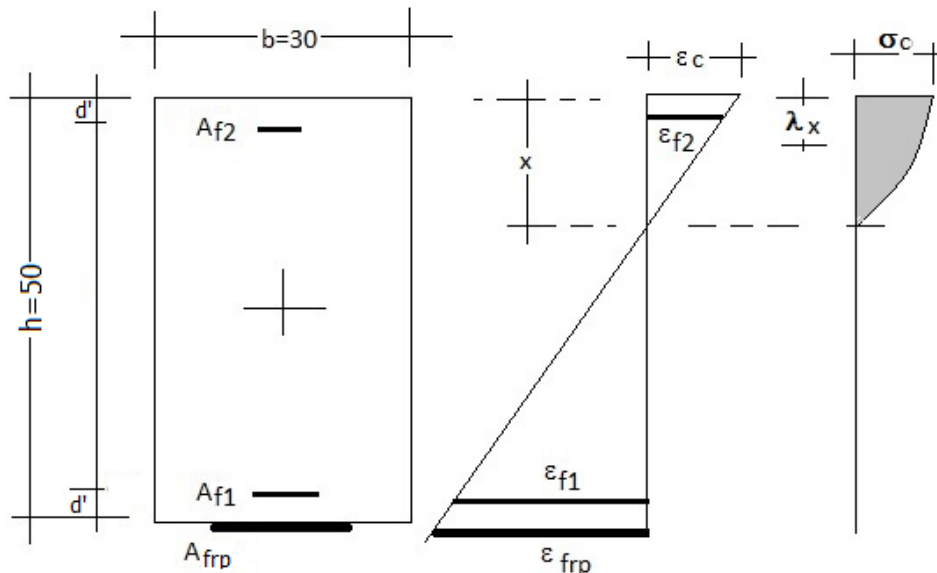


Figura 3.4: andamento deformazione e tensioni - sezione rinforzata

Consideriamo l'ipotesi che la crisi avvenga nell'FRP \rightarrow quindi imponiamo che la $\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{fd}$.

Con tale ipotesi si ha:

- Equazione di Equilibrio alla traslazione -

$$\psi \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} + A_{f2} \cdot \sigma_2 - A_{f1} \cdot \sigma_1 - A_{frp} \cdot \sigma_{frp} = N_{Ed} = 0.$$

- Tensioni Armature/FRP -

$$\begin{aligned} \text{se } \varepsilon_{f1} \leq \varepsilon_{yd} = 0,09\% & \Rightarrow \sigma_1 = E_s \cdot \varepsilon_{f1} (\leq f_{yd,e}); & \text{se } \varepsilon_{f1} > \varepsilon_{yd} = 0,09\% & \Rightarrow \sigma_1 = f_{yd,e} \\ \text{se } \varepsilon_{f2} \leq \varepsilon_{yd} = 0,09\% & \Rightarrow \sigma_2 = E_s \cdot \varepsilon_{f2} (\leq f_{yd,e}); & \text{se } \varepsilon_{f2} > \varepsilon_{yd} = 0,09\% & \Rightarrow \sigma_2 = f_{yd,e} \\ \sigma_{frp} & = E_f \cdot \varepsilon_{frp}. \end{aligned}$$

- Deformazioni Armature -

$$\begin{aligned} \varepsilon_{frp} & = \varepsilon_{fd}. \\ \varepsilon_{cls} & = \varepsilon_{frp} \cdot x / (h - x). \\ \varepsilon_{f1} & = \varepsilon_{frp} \cdot (d - x) / (h - x). \\ \varepsilon_{f2} & = \varepsilon_{cls} \cdot (x - d') / (h - x). \end{aligned}$$

Da cui, per successive iterazioni si ottiene la seguente posizione dell'asse neutro:

$$x = 0,11950 \text{ m} = 11,950 \text{ cm} = \mathbf{119,50 \text{ mm}}.$$

N.B. 3.2

Ponendo il valore dell'asse neutro (120,92) nelle espressioni delle deformazioni ha:

$\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{fd} = 0,0025440$	$\sigma_{frp} = E_f \cdot \varepsilon_{fd} = f_{fd,2} = 419,76 \text{ N/mm}^2.$	-
$\varepsilon_{cls} = \varepsilon_{frp} \cdot x / (h - x) = 0,002544 \cdot 119,50 / (500 - 119,50) = 0,0007990$	$\sigma_{cls} = E_{cls} \cdot \varepsilon_{cls} = 28820 \cdot 0,0007990 = 23,03 \text{ N/mm}^2$	-
$\varepsilon_{f1} = \varepsilon_{frp} \cdot (d - x) / (h - x) = 0,002544 \cdot (466 - 119,50) / (500 - 119,50) = 0,0023167$	$\sigma_1 = E_s \cdot \varepsilon_{f1} = 200000 \cdot 0,0023167 = 463,33 \text{ N/mm}^2$ <i>essendo > di $f_{yd,e}$ viene posta pari a $f_{yd,e} = 179,17$.</i>	Armatura Snervata
$\varepsilon_{f2} = \varepsilon_{frp} \cdot (x - d') / (h - x) = 0,002544 \cdot (119,50 - 34) / (500 - 119,50) = 0,0005716$	$\sigma_2 = E_s \cdot \varepsilon_{f2} = 200000 \cdot 0,0005716 = 114,33 \text{ N/mm}^2.$	Armatura Elastica

per $\varepsilon_{cls} < 0,002$ sono valide le relazioni:

$$\begin{aligned} \psi & = 1000 \cdot (3 \cdot \varepsilon_{cls} - 500 \cdot \varepsilon_{cls}^2) / 6 = 0,3463. \\ \lambda & = 1 - (2 - 375 \cdot \varepsilon_{cls}) / (3 - 500 \cdot \varepsilon_{cls}) = 0,3461. \end{aligned}$$

Per cui, ponendo il valore dell'asse neutro (119,50) nell'equazione di equilibrio e considerando i valori calcolati in precedenza si ha:

$$\begin{aligned} \psi \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} + A_{f2} \cdot \sigma_2 - A_{f1} \cdot \sigma_1 - A_{frp} \cdot f_{rd,2} & = 0. \\ 0,3462 \cdot 119,50 \cdot 300 \cdot 11,76 + 226 \cdot 114,33 - 565 \cdot 179,17 - 168 \cdot 419,76 & = 0. \\ 145974 + 25861 - 101316 - 70519 & = 0. \quad \rightarrow \quad \mathbf{0 = 0.} \end{aligned}$$

Calcolo Momento Resistente

L'espressione del Momento Ultimo (M_{Rd}) calcolato rispetto al centro della sezione rinforzata (*esistente + intervento*) è la seguente:

$$M_{Rd} = M_{Rd,cls} + M_{Rd,A1} + M_{Rd,A2} + M_{Rd,frp} = 30\ 456 + 21\ 884 + 5\ 586 + 17\ 630 = \mathbf{75\ 556 \text{ Nm}}.$$

Dove:

$M_{Rd,cls}$ = momento resistente del cls = $F_{Rd,cls} \cdot d_{G,cls} = 145\ 974 \cdot 0,20864 = \mathbf{30\ 456 \text{ Nm}}$.

$$F_{Rd,cls} = \text{forza resistente del cls della trave} = \psi \cdot x \cdot b \cdot f_{cd,e} = 0,3462 \cdot 119,50 \cdot 300 \cdot 11,76 = 145\ 974 \text{ N}.$$

$$\psi = 0,3461.$$

$$x = \text{posizione asse neutro} = 119,50 \text{ mm}.$$

$$b = \text{base della trave esistente} = 300 \text{ mm}.$$

$$f_{cd,e} = \text{tensioni di progetto dell'intervento (esistente)} = 11,76 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,cls} = \text{distanza del centro di reazione del cls dal centro della trave rinforzata} = h/2 - \lambda \cdot x = 500/2 - 0,3461 \cdot 119,50 = 208,64 \text{ mm} = 0,20864 \text{ m}.$$

$$h = \text{altezza sezione esistente} = 500 \text{ mm}.$$

$$\lambda = 0,3461.$$

$M_{Rd,A1}$ = momento resistente dell'armatura inferiore (snervata) = $F_{Rd,A1} \cdot d_{G,A1} = 101\ 316 \cdot 0,216 = \mathbf{21\ 884 \text{ Nm}}$.

$$F_{Rd,A1} = \text{forza resistente dell'armatura inferiore (snervata)} = A_{f1} \cdot \sigma_1 = 565 \cdot 179,17 = 101\ 316 \text{ N}.$$

$$A_{f1} = \text{area dell'armatura inferiore} = 565,49 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_1 = \text{tensione dell'armatura inferiore} = f_{yd,e} = 179,17 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{yd,e} = \text{tensione di snervamento dell'acciaio (esistente)} = 179,17 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,A1} = \text{distanza dell'armatura inferiore dal centro trave} = h/2 - d' = 500/2 - 34 = 216 \text{ mm} = 0,216 \text{ m}.$$

$$d' = \text{copriferro} = 34 \text{ mm}.$$

$M_{Rd,A2}$ = momento resistente dell'armatura superiore (elastica) = $F_{Rd,A2} \cdot d_{G,A2} = 25\ 861 \cdot 0,216 = \mathbf{5\ 586 \text{ Nm}}$.

$$F_{Rd,A2} = \text{forza resistente dell'armatura superiore (elastica)} = A_{f2} \cdot \sigma_2 = 226 \cdot 114,33 = 25\ 861 \text{ N}.$$

$$A_{f2} = \text{area dell'armatura superiore} = 226 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_2 = \text{tensione nell'armatura superiore} = E_s \cdot \varepsilon_{f2} = 200000 \cdot 0,0005716 = 114,33 \text{ N/mm}^2.$$

$$E_s = \text{modulo elastico normale acciaio} = 200000 \text{ N/mm}^2.$$

$$\varepsilon_{f2} = \text{deformazione dell'armatura superiore} = 0,0005716.$$

$d_{G,A2}$ = distanza dell'armatura superiore dal centro trave = $h/2 - d' = 500/2 - 34 = 216 \text{ mm} = 0,216 \text{ m}$.

$M_{Rd,frp}$ = momento resistente del FRP = $F_{Rd,frp} \cdot d_{G,frp} = 70\,519 \cdot 0,250 = \mathbf{17\,630 \text{ Nm}}$.

$F_{Rd,As2'}$ = forza resistente del FRP = $A_{frp} \cdot \sigma_{frp} = 168,00 \cdot 419,76 = 70\,519 \text{ N}$.

A_{frp} = area del FRP = $168,00 \text{ mm}^2$.

σ_{frp} = tensione nel FRP = $f_{rdd,2} = 419,76 \text{ N/mm}^2$.

$f_{rdd,2}$ = resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 2" = $398,58 \text{ N/mm}^2$

$d_{G,frp}$ = distanza del FRP dal centro trave = $h/2 = 500/2 = 250 \text{ mm} = 0,250 \text{ m}$.

Verifica a Presso Flessione

La verifica consiste nel rapporto fra il momento resistente della sezione rinforzata con il momento sollecitante. Si ha, quindi:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{75556}{9750} = 7,75.$$

Inoltre, il rapporto X/d vale:

$$X/d = 119,50/466 = 0,2564.$$

Dove:

$X = 119,50 \text{ mm}$ (posizione asse neutro);

$d = 466 \text{ mm}$ (altezza utile della sezione).

Confronto

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Trave 1a-2a		Piano Terra	
Verifica5			
	Superiore	Inferiore	
% L_{LI}			50%
N_{Ed}	-		0
$M_{Ed,3}$	-		9.750
M_{Rd}	-		75.556
A_s	2,26		5,65
CS	-		7,75
(X/d)	-		0,26

Manuale

Trave 1a-2a		Piano Terra	
Verifica5			
	Superiore	Inferiore	
% L_{LI}			50%
N_{Ed}	0		0
$M_{Ed,3}$	0		9.750
M_{Rd}	non riportato		non riportato
A_s	2,26		5,65
CS	-		7,73[V]
(X/d)	-		0,30

EdiLus

N.B. 3.3

Si fa presente, anche in riferimento all'esempio riportato, che i risultati sono comunque affetti da una certa "imprecisione" funzione della dimensione delle fibre in gioco. Maggiore è la densità (numero) delle fibre maggiore sarà la precisione del rapporto X/d .

Di seguito si riporta, invece, l'esplicitazione dei vari termini calcolati da EdiLus relativi al placcaggio con FRP per flessione di una trave in cemento armato.

PLACCAGGIO CON FRP PER FLESSIONE - DATI DI VERIFICA

Placcaggio con FRP per Flessione - Dati di Verifica											
Id_{rf}	% L_{LI}	K_b	Γ_{Fd}	f_{rdd}	f_{rdd2}	ε_{rdd1}	ε_{rdd2}	σ_{fd}	f_{ck}	f_{ctm}	D_{Fb}
	[%]	[mm]	[N/mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Piano Terra											
0001	0%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore
0001	12,5%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore
0001	25,0%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore
0001	37,5%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore
0001	50,0%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore
0001	62,5%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore
0001	75,0%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore
0001	87,5%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore
0001	100%	1,02	0,2185	204,26	419,76	0,0161	0,0025	419,76	16,60	1,95	inferiore

LEGENDA:

Id_{rf} Identificativo dell'intervento.

% L_{LI} Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di verifica, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione (L_{LI}), a partire dall'estremo iniziale.

K_b Fattore di tipo geometrico.

Γ_{Fd} Energia specifica di frattura di progetto.

f_{rdd} Resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 1" (delaminazione di estremità).

f_{fdd2}	Resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 2" (delaminazione in corrispondenza di fessure da flessione).
ε_{fdd1}	Deformazione limite per delaminazione di estremità (modalità 1).
ε_{fdd2}	Deformazione limite per delaminazione intermedia (modalità 2).
σ_{fd}	Tensione massima di calcolo nel rinforzo FRP.
f_{ck}	Resistenza cilindrica del calcestruzzo.
f_{ctm}	Resistenza media a trazione del calcestruzzo.
D_{Fb}	Disposizione delle fibre.

Si riporta di seguito la valutazione dei contributi (in azzurro) presenti nella tabella "PLACCAGGIO CON FRP PER FLESSIONE - DATI DI VERIFICA", non valutati in precedenza.

- **Energia specifica di frattura di progetto (Γ_{Fd})**

Viene valutata mediante la relazione (4.2 di [1]) seguente:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} = \frac{1,02247 \cdot 0,037}{1,2} \cdot \sqrt{24,60 \cdot 1,95} = \mathbf{0,2185} \text{ N/mm.}$$

Dove:

- $k_b = 1,02247$ (calcolato in precedenza);
- $k_G = 0,037$ (visto in precedenza);
- FC = Fattore di Confidenza = 1,2;
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = 24,60 N/mm²;
- f_{ctm} = resistenza media a trazione = 1,95 N/mm².

- **Resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 1" (delaminazione di estremità) - (f_{fdd})**

Viene valutata mediante la relazione (4.4 di [1]) seguente:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{n_f \cdot t_f}} = \frac{1}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 165000 \cdot 0,2185}{1 \cdot 1,2}} = \mathbf{204,26} \text{ N/mm}^2.$$

Dove:

- $\gamma_{f,d}$ = coefficiente parziale di sicurezza = 1,2 (§ 3.4.1 (1) di [1]);
- E_f = modulo elastico normale = 165000 N/mm²;
- Γ_{Fd} = 0,2185 N/mm;
- n_f = numero Strato/Lamina = 1;
- t_f = spessore del rinforzo = 1,200 mm.

- **Tensione massima di calcolo nel rinforzo FRP (σ_{fd})**

Viene valutata mediante la relazione seguente:

$$\sigma_{fd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd} = 165000 \cdot 0,00254 = \mathbf{419,76} \text{ N/mm}^2.$$

Dove:

- E_f = modulo elastico normale = 165000 N/mm²;
- ε_{fd} = deformazione massima nel rinforzo = 0,00254 (calcolata in precedenza).

4 (CA-Old) - Test di Validazione n.04 (Placcaggio a Taglio Trave con FRP ad U)

Titolo: **Verifica trave con placcaggio a taglio con FRP a U.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **FRP_Taglio_ad_U.EDL.**

Di seguito si riporta la procedura di verifica di una sezione in CA rinforzata con l'intervento "Placcaggio con FRP per Taglio" con disposizione **ad U**. In particolare, viene illustrata la procedura di calcolo della "Resistenza a taglio dovuta al rinforzo in FRP ($V_{Rd,r}$)", che si va a sommare al contributo delle armature esistente a taglio ($V_{Rsd,s}$).

Il calcolo è fatto in conformità alla [1]: **CNR-DT 200 R1/2013 - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"**.

In particolare, verranno analizzati i seguenti due casi di rinforzo ad U:

- **Caso 1:** rinforzo discontinuo (strisce di fibre);
- **Caso 2:** rinforzo continuo (continui o con strisce adiacenti).

Dati Trave

Lo schema di calcolo adoperato è quello di una trave doppiamente appoggiata (Figura 4.1 e Figura 4.2) che presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 3,00 m.

Base (b) = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.

Altezza (h) = 0,50m = 50 cm = 500 mm.

Condizione di vincolo (Figura 4.2):

Nodo	Tipo	Rigidezza allo spostamento			Rigidezza alla rotazione		
		X [N/cm]	Y [N/cm]	Z [N/cm]	X [Nm/rad]	Y [Nm/rad]	Z [Nm/rad]
1	utente	infinita	infinita	infinita	infinita	nessuna	nessuna
2	carrello X	nessuna	infinita	infinita	nessuna	nessuna	nessuna

Tipo situazione = "di Fatto".

Livello di Conoscenza = LC2 (*Adeguato*).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale = Cls C15_FeB22k.

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls = 15,00 N/mm².

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione = $0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 15 = 12,45$ N/mm².

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 12,45 + 8 = 20,45$ N/mm²;

f_{ctm} = resistenza media a trazione = $0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 0,3 \cdot 12,45^{2/3} = 1,61$ N/mm².

$f_{cd,e}$ = resistenza a compressione del cls (esistente) = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / (FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 15 / (1,20 \cdot 1,0) = 8,82$ N/mm².

γ_{ds} = coefficiente parziale di sicurezza del cls = 1 (calcolo non sismico).

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio = 215,00 N/mm².

$f_{yd,e}$ = resistenza di progetto acciaio (esistente) = $f_{yk} / (FC \cdot \gamma_s) = 215 / (1,20 \cdot 1,0) = 179,17$ N/mm².

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio = 1 (calcolo non sismico).

E_s = modulo elastico normale acciaio = 200000 N/mm².

Diametro armature longitudinali (ϕ_L) = 12 mm (*unico diametro*).

Armature superiore ($A_{s,sup}$) = 2 $\phi_{12} = 226,19$ mm².

Armature inferiore ($A_{s,inf}$) = 5 $\phi_{12} = 565,49$ mm².

Diametro staffe (ϕ_{st}) = 8 mm.

Ricoprimento (c) = 20 mm (*copriferro in EdiLus*).

Copriferro (d') = c + ϕ_{st} + $\phi_L/2 = 20 + 8 + 12/2 = 34$ mm.

Altezza utile (d) = h - d' = 500 mm - 34 mm = 466 mm.

Carichi = peso proprio trave ($q_{trv} = 3\,750$ N/m).

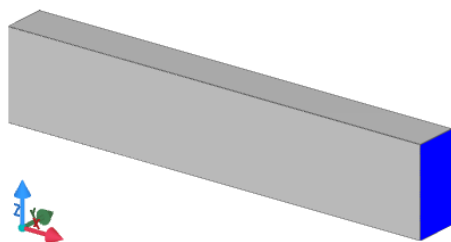


Figura 4.1: vista - "Editor 3D"

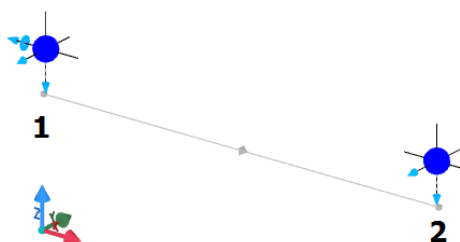


Figura 4.2: vista - "Strutturale + Vincoli"

Sollecitazioni di Progetto

Rivolgiamo l'attenzione ad una delle sezioni di appoggio ($\%LLi = 0\%$).

Essendo lo schema di calcolo quello di una "trave" doppiamente appoggiata, in tale sezione le sollecitazioni di progetto valgono:

$$N_{Ed} = 0 \text{ N};$$

$$T_{Ed} = 1,3 \cdot q_{trv} \cdot L/2 = 1,3 \cdot 3750 \cdot 3,0/2 = 7 \text{ 312 N};$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ Nm}.$$

Con:

q_{trv} = peso proprio trave = 3 750 N/m;
 L = lunghezza trave = 4,00 m.

Verifica1		
	Massimo	Minimo
$\%LLi$		0%
V_{Ed}	7.312	0
CS	17,44	-
V_{Rcd}	127.537	127.537
$V_{Rsd,s}$	82.110	82.110

Sollecitazioni di verifica EdiLus

Dati Intervento

L'intervento "Placcaggio con FRP per Taglio" utilizzato, nei due casi in esame, presenta le seguenti caratteristiche (Figura 4.3):

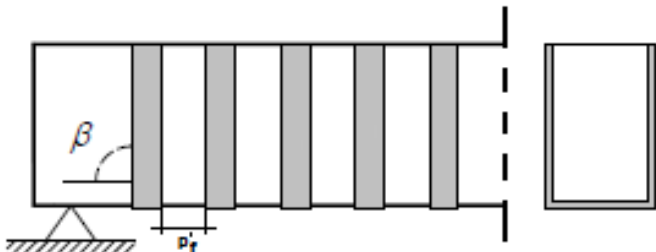
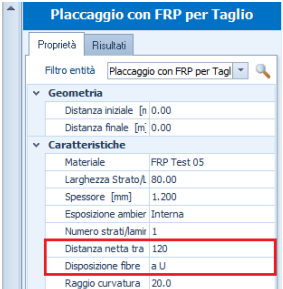
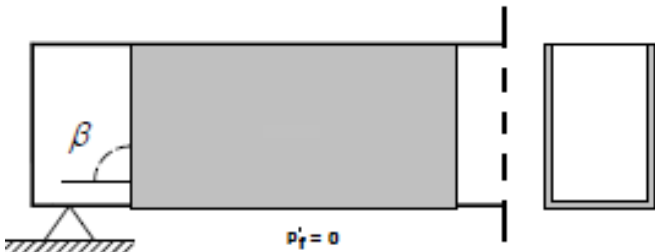
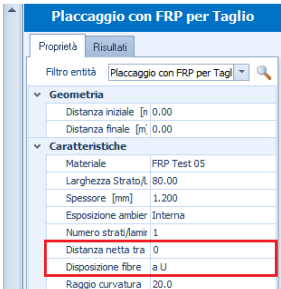
CASO 1	CASO 2
<p>Materiale= "FRP Test 05"</p> <p>E_f = modulo elastico normale = 165000 N/mm²; f_{fk} = resistenza caratteristica a rottura = 2800 N/mm².</p> <p>Caratteristiche/Geometria</p> <p>b_f = larghezza Strato/Lamina = 80,00 mm; t_f = spessore = 1,200 mm; Esposizione ambientale = Esterna; n_f = numero Strato/Lamina = 1; p'_f = distanza netta tra le strisce = 120 mm; Disposizione fibre = ad U; r_c = raggio di curvatura = 20,0 mm; β = angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90°.</p> <p>Essendo p'_f diverso da zero abbiamo a che fare con un rinforzo <u>discontinuo</u> sotto forma di strisce.</p>  	<p>p'_f = distanza netta tra le strisce = 0 mm;</p> <p>Essendo $p'_f = p_f = 0$ abbiamo a che fare con un rinforzo <u>continuo</u>.</p>  

Figura 4.3: vista - "Interventi CA + proprietà intervento"

Valutazione di b_f , p_f e b

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
<p>Nel caso di sistemi di rinforzo discontinui, costituiti da strisce di materiale composito, valgono le seguenti limitazioni:</p> <p>a) § 4.3.3.1(3) di [1] da cui si ha che:</p> <p>a1) la larghezza della striscia (b_f) deve essere:</p> $50 \text{ mm} \leq b_f \leq 250 \text{ mm.}$ <p>a2) il passo/interasse della striscia (p_f) deve essere:</p> $b_f \leq p_f \leq \min[0,5 \cdot d; 3 \cdot b_f; b_f + 200 \text{ mm}].$ <p>a3) nel caso in cui dovesse risultare $b_f > \min[0,5 \cdot d; 3 \cdot b_f; b_f + 200 \text{ mm}]$ si deve ricorrere ad un sistema di rinforzo differente.</p> <p>b) § 4.3.3.2(4) di [1] da cui si ha che:</p> $b = p_f.$ <p>Per il caso in esame si ha:</p> <p>$b_f =$ larghezza della striscia = 80 mm;</p> <p>condizione a1):</p> $50 \text{ mm} \leq 80 \leq 250 \text{ mm} \rightarrow \text{OK.}$ <p>condizione a3):</p> $\min[0,5 \cdot d; 3 \cdot b_f; b_f + 200 \text{ mm}] = \min[0,5 \cdot 466; 3 \cdot 80; 80 + 200] = \min[233; 240; 280] = 233.$ <p>con:</p> <p>$b_f =$ larghezza della striscia = 80 mm; $d =$ altezza utile della sezione = 466 mm.</p> $80 < 233 \text{ mm} \rightarrow \text{OK.}$ <p>$p_f =$ interasse strisce = $p'_f + b_f/2 + b_f/2 = p'_f + b_f = 120 \text{ mm} + 80 \text{ mm} = \mathbf{200 \text{ mm.}}$</p> <p>con:</p> <p>$p'_f =$ distanza netta tra le strisce = 120 mm; $b_f =$ larghezza della striscia = 80 mm.</p> <p>condizione a2):</p> $80 \text{ mm} \leq 200 \leq 233 \text{ mm} \rightarrow \text{OK.}$ <p>$b =$ larghezza della sezione = $p_f = \mathbf{200 \text{ mm.}}$</p>	<p>Nel caso di sistemi di rinforzi continui o di strisce adiacenti vale quanto riportato di seguito (§ 4.3.3.2(4) di [1]):</p> <ul style="list-style-type: none"> $b = b_f = \min\{0,9 \cdot d; h_w\} \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta.$ <p>Per il caso in esame si ha:</p> $b_f = \min\{0,9 \cdot 466; 500\} \cdot \sin(21,80 + 90) / \sin(21,80) = 1038 \text{ mm};$ <p>dove:</p> <p>$d =$ altezza utile della sezione = 466 mm; $h_w = h =$ altezza della sezione = 500 mm; $\beta =$ angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90°; $\theta =$ angolo di inclinazione del puntone di calcestruzzo nel meccanismo del traliccio di Morsh = $21,80^\circ$.</p> <p>Pertanto, nel caso in esame si ha:</p> <p>$b_f =$ larghezza della striscia = 1038 mm; $p_f =$ interasse delle strisce = 0 mm; $b = (b_f)$ larghezza della sezione = 1038 mm.</p>

Valutazione del fattore correttivo k_b

Il fattore correttivo di tipo geometrico (k_b) è dato dalla seguente relazione ((4.3) di [1]):

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f / b}{1 + b_f / b}} \geq 1 \text{ (con } b_f / b \geq 0,25).$$

dove:

$b_f =$ larghezza della striscia;
 $b =$ larghezza dell'anima della sezione.

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} = \sqrt{\frac{2 - 80/200}{1 + 80/200}} = \mathbf{1,069}$ ($b_f/b = 0,40 \geq 0,25$). dove: $b_f = 80$ mm; $b (= p_i) = 200$ mm.	$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} = \sqrt{\frac{2 - 1}{1 + 1}} = \mathbf{0,707}$ ($b_f/b = 1,0 \geq 0,25$). dove: $b_f = 1038$ mm; $b (= b_i) = 1038$ mm. Non potendo assumere valori inferiori a 1, si pone: $K_b = \mathbf{1,0}$.

Valutazione resistenza efficace (f_{fed}) del rinforzo

Nel caso di disposizione del rinforzo **ad U**, questa è data dalla relazione (4.21) di [1]:

$$f_{fed} = f_{rdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin\beta}{\min(0,9 \cdot d; h_w)} \right]$$

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$f_{fed} = 190,10 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{227,24 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 466; 500)} \right] =$ $= 190,10 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{227,24}{\min(419,4; 500)} \right] = \mathbf{155,76 \text{ N/mm}^2}$	$f_{fed} = 183,86 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{234,95 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 466; 500)} \right] =$ $= 183,86 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{234,95}{\min(419,4; 500)} \right] = \mathbf{149,52 \text{ N/mm}^2}$

dove:

$$f_{rdd} = \text{resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 1"} \text{ (delaminazione di estremità - relazione (4.4) di [1])} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{n_f \cdot t_f}}$$

$$f_{rdd} = \frac{1}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 165000 \cdot 0,1892}{1 \cdot 1,2}} = \mathbf{190,10 \text{ N/mm}^2}$$

con:

$\gamma_{f,d}$ = coefficiente parziale di sicurezza per distacco del supporto = 1,2;
 E_f = modulo elastico normale = 165000 N/mm²;
 n_f = numero Strato/Lamina = 1;
 t_f = spessore del rinforzo = 1,200 mm;

$$\Gamma_{Fd} = \text{energia specifica di frattura di progetto (relazione 4.2 di [1])} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{1,0690 \cdot 0,037}{1,2} \cdot \sqrt{20,45 \cdot 1,61} = \mathbf{0,1892 \text{ N/mm}}$$

con:

k_b = fattore correttivo = 1,069;
 k_G = 0,037 (compositi impregnati in situ);
 FC = 1,2 (Fattore di Confidenza);
 f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = 20,45 N/mm²;
 f_{ctm} = resistenza media a trazione = 1,61 N/mm².

$$f_{rdd} = \frac{1}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 165000 \cdot 0,1770}{1 \cdot 1,2}} = \mathbf{183,86 \text{ N/mm}^2}$$

con:

$\gamma_{f,d}$ = coefficiente parziale di sicurezza per distacco del supporto = 1,2;
 E_f = modulo elastico normale = 165000 N/mm²;
 n_f = numero Strato/Lamina = 1;
 t_f = spessore del rinforzo = 1,200 mm;
 Γ_{Fd} = energia specifica di frattura di progetto (relazione 4.2 di [1]) = $\frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}$;
 $\Gamma_{Fd} = \frac{1,00 \cdot 0,037}{1,2} \cdot \sqrt{20,45 \cdot 1,61} = \mathbf{0,1770 \text{ N/mm}}$
 con:
 k_b = fattore correttivo = 1,00;

$$l_{ed} = \text{Lunghezza ottimale di ancoraggio (relazione (4.1) di [1])} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot n_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\};$$

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{1,25 \cdot 1,51} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 165000 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,1892}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} =$$

$$= \max\{227,24; 200\} = 227,24 \text{ mm} = \mathbf{0,22724 \text{ m}}$$

con:

γ_{Rd} = coefficiente correttivo (relazione (4.1) di [1]) = 1,25.

f_{bd} = valore di progetto della resistenza di adesione tra rinforzo e calcestruzzo = $2 \cdot \Gamma_{Fd} / S_u$.

$$f_{bd} = 2 \cdot 0,1892 / 0,25 = 1,51 \text{ N/mm}^2$$

S_u = valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto (= 0,25 mm).

β = angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90°.

d = altezza utile della sezione = 466 mm.

$h_w = h$ = altezza della sezione = 500 mm.

f_{rd} = valore di progetto della resistenza a trazione del rinforzo = $\eta_a \cdot f_{rk} / \gamma_f = 0,85 \cdot 2800 / 1,20 = \mathbf{1983,33 \text{ N/mm}^2}$.

η_a = fattore di conversione ambientale - per fibre di carbonio e per esposizione "esterna" (Tabella 3-2 di [1]) = 0,85;

f_{fk} = resistenza caratteristica a rottura del FRP = 2800 N/mm²;
 γ_f = coefficiente parziale di resistenza a taglio (§ 3.4.1 di [1]) = 1,20.

Valutazione contributo del rinforzo a taglio ($V_{Rd,f}$)

Tale contributo è dato dalla relazione (4.19) di [1]:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$V_{Rd,f} = \frac{1}{1,20} \cdot 0,9 \cdot 466 \cdot 155,76 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot (2,5 + \cot 90^\circ) \cdot \frac{80}{200} =$ $= \mathbf{130\ 655\ N.}$	$V_{Rd,f} = \frac{1}{1,20} \cdot 0,9 \cdot 466 \cdot 149,52 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot (2,5 + \cot 90^\circ) \cdot 1 =$ $= \mathbf{313\ 551\ N.}$
dove: γ_{Rd} = coefficiente parziale della Tabella 3-1 di [1] = 1,20; f_{fed} = resistenza efficace del rinforzo = 155,76 N/mm ² ; d = altezza utile della sezione = 466 mm; n_f = numero Strato/Lamina = 1; t_f = spessore del rinforzo = 1,200 mm; θ = angolo del puntone variabile che minimizza l'area di staffe = 21,80° [$\cot(\theta) = \cot(21,80^\circ) = 2,5$]; β = angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90°; b_f = larghezza della striscia = 80 mm; p_f = passo della striscia = 200 mm.	dove: f_{fed} = resistenza efficace del rinforzo = 149,52 N/mm ² ; $b_f/p_f = 1$, nel caso di strisce poste in adiacenza.

Confronto

Di seguito, per i due casi esaminati, si riportano i risultati di EdiLus per:

- Resistenza a taglio dovuta al rinforzo ($V_{Rd,f}$)**

CASO 1			CASO 2		
Trave 1a-2a	Piano Terra		Trave 1a-2a	Piano Terra	
	Verifica1			Verifica1	
	Massimo	Minimo		Massimo	Minimo
%L _{LT}		0%	%L _{LT}		0%
V _{Ed}	7.312	0	V _{Ed}	7.312	0
CS	17,44	-	CS	17,44	-
V _{Rcd}	127.537	127.537	V _{Rcd}	127.537	127.537
V _{Rsd,s}	82.110	82.110	V _{Rsd,s}	82.110	82.110
N		0	N		0
V _{Rsd,p}	0	0	V _{Rsd,p}	0	0
V _{R1}	0	0	V _{R1}	0	0
V _{Rd,f}	130.655	130.655	V _{Rd,f}	313.551	313.551
Ctg θ	2,50	2,50	Ctg θ	2,50	2,50
A _{sw}	0,05026	0,05026	A _{sw}	0,05026	0,05026
A _{sw,p}	0,0000	0,0000	A _{sw,p}	0,0000	0,0000
A _{s,Dg}	0,0000	0,0000	A _{s,Dg}	0,0000	0,0000

- Contributi FRP per la verifica taglio**

Di seguito, per i due casi esaminati, si riporta la tabella "PLACCAGGIO CON FRP PER TAGLIO - DATI DI VERIFICA", con l'esplicitazione dei vari termini calcolati da EdiLus relativi al rinforzo a taglio con FRP (in giallo quelli calcolati in precedenza).

(CASO 1) PLACCAGGIO CON FRP PER TAGLIO - DATI DI VERIFICA

Id _{fr}	N _{elm}	n _{iv}	Caratteristiche generiche di verifica		
			f _{ck} [N/mm ²]	f _{ctm} [N/mm ²]	%L _{LT} [%]
0001	Trave 1a-2a	Piano Terra	12,45	1,61	0%~100%

Id _{fr}	Verifica a Taglio					
	K _b [mm]	Γ _{Fd} [N/mm]	f _{fd} [N/mm ²]	f _{rd} [N/mm ²]	l _{ed} [m]	f _{red} [N/mm ²]
0001	1,07	0,1892	190,10	1983,33	0,2272	155,76

Effetto del Confinamento

Id_{rf}	$\varepsilon_{fd,rid}$	A_g [m ²]	ρ_f	f_1 [N/mm ²]	K_H	K_V	$f_{1,eff}$ [N/mm ²]	f_{ccd} [N/mm ²]	ε_{ccu}	T_{avv}
0001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	U

(CASO 2) PLACCAGGIO CON FRP PER TAGLIO - DATI DI VERIFICA
Caratteristiche generiche di verifica

Id_{rf}	N_{elm}	n_{lv}	f_{ck} [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	$\%L_{LI}$ [%]
0001	Trave 1a-2a	Piano Terra	12,45	1,61	0%~100%

Verifica a Taglio

Id_{rf}	K_b [mm]	Γ_{Fd} [N/mm]	f_{rdd} [N/mm ²]	f_{rd} [N/mm ²]	l_{ed} [m]	f_{fed} [N/mm ²]
0001	1,00	0,1770	183,86	1983,33	0,2349	149,52

Effetto del Confinamento

Id_{rf}	$\varepsilon_{fd,rid}$	A_g [m ²]	ρ_f [%]	f_1 [N/mm ²]	K_H	K_V	$f_{1,eff}$ [N/mm ²]	f_{ccd} [N/mm ²]	ε_{ccu}	T_{avv}
0001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	U

LEGENDA:

- Id_{rf} Identificativo dell'intervento.
- $\varepsilon_{fd,rid}$ Deformazione ridotta di calcolo del composito.
- A_g Area della sezione trasversale dell'elemento confinato.
- ρ_f Percentuale geometrica di rinforzo.
- f_1 Pressione di confinamento.
- K_H Coefficiente di efficienza orizzontale.
- K_V Coefficiente di efficienza verticale.
- $f_{1,eff}$ Pressione efficace di confinamento.
- f_{ccd} Resistenza di progetto del calcestruzzo confinato.
- ε_{ccu} Deformazione ultima del calcestruzzo confinato.
- T_{avv} Tipo di avvolgimento: [C] = In avvolgimento completo; [U] = ad U.
- $N_{elemento}$ Identificativo dell'elemento interessato dall'intervento.
- n_{lv} Identificativo del livello a cui appartiene l'elemento interessato dall'intervento.
- f_{ck} Resistenza cilindrica del calcestruzzo.
- f_{ctm} Resistenza media a trazione del calcestruzzo.
- $\%L_{LI}$ Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di verifica, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione (L_{LI}), a partire dall'estremo iniziale.
- K_b Fattore di tipo geometrico.
- Γ_{Fd} Energia specifica di frattura di progetto.
- f_{rdd} Resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 1" (delaminazione di estremità).
- f_{rd} Resistenza di progetto.
- l_{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio.
- f_{fed} Resistenza efficace del rinforzo.

5 (CA-Old) - Test di Validazione n.05 (Placcaggio a Taglio Trave con FRP ad avvolgimento completo)

Titolo: **Verifica trave con placcaggio a taglio con FRP ad avvolgimento completo.**

Il file di Edilus (CA-Old) è: **FRP_Taglio_ad_AVV.EDL.**

Di seguito si riporta la procedura di verifica di una sezione in CA rinforzata con l'intervento "Placcaggio con FRP per Taglio" con disposizione ad **avvolgimento completo**. In particolare, viene illustrata la procedura di calcolo della "Resistenza a taglio dovuta al rinforzo in FRP ($V_{Rd,t}'$), che si va a sommare al contributo delle armature esistente a taglio ($V_{Rsd,s}$).

Il calcolo è stato eseguito in conformità alla [1]: **CNR-DT 200 R1/2013** - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

In particolare, verranno analizzati i seguenti due casi di rinforzo ad avvolgimento completo:

- **Caso 1:** rinforzo discontinuo (strisce di fibre);
- **Caso 2:** rinforzo continuo (continui o con strisce adiacenti).

Dati Trave

Lo schema di calcolo adoperato è quello di una trave doppiamente appoggiata (Figura 4.1 e Figura 4.2) che presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 3,00 m.

base (b) = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.

Altezza (h) = 0,50m = 50 cm = 500 mm.

Condizione di vincolo (Figura 4.2):

Nodo	Tipo	Rigidezza allo spostamento			Rigidezza alla rotazione		
		X [N/cm]	Y [N/cm]	Z [N/cm]	X [Nm/rad]	Y [Nm/rad]	Z [Nm/rad]
1	utente	infinita	infinita	infinita	infinita	nessuna	nessuna
2	carrello X	nessuna	infinita	infinita	nessuna	nessuna	nessuna

Tipo situazione = "di Fatto".

Livello di Conoscenza = LC2 (*Adeguato*).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale = Cls C15_FeB22k.

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls = 15,00 N/mm².

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione = $0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 15 = 12,45$ N/mm².

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 12,45 + 8 = 20,45$ N/mm².

f_{ctm} = resistenza media a trazione = $0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 0,3 \cdot 20,45^{2/3} = 1,61$ N/mm².

$f_{cd,e}$ = resistenza a compressione del cls (esistente) = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / (FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 15 / (1,20 \cdot 1,0) = 8,82$ N/mm².

γ_{cls} = coefficiente parziale di sicurezza del cls = 1 (calcolo non sismico).

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio = 215,00 N/mm².

$f_{yd,e}$ = resistenza di progetto acciaio (esistente) = $f_{yk} / (FC \cdot \gamma_s) = 215 / (1,20 \cdot 1,0) = 179,17$ N/mm².

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio = 1 (calcolo non sismico).

E_s = modulo elastico normale acciaio = 200000 N/mm².

Diametro armature longitudinali (ϕ_L) = 12 mm (*unico diametro*).

Armature superiore ($A_{s,sup}$) = 2 $\phi_{12} = 226,19$ mm².

Armature inferiore ($A_{s,inf}$) = 5 $\phi_{12} = 565,49$ mm².

Diametro staffe (ϕ_{st}) = 8 mm.

Ricoprimento (c) = 20 mm (*copriferro in Edilus*).

Copriferro (d') = $c + \phi_{st} + \phi_L / 2 = 20 + 8 + 12 / 2 = 34$ mm.

Altezza utile (d) = $h - d' = 500$ mm - 34 mm = 466 mm.

Carichi = peso proprio trave ($q_{trv} = 3\,750$ N/m).

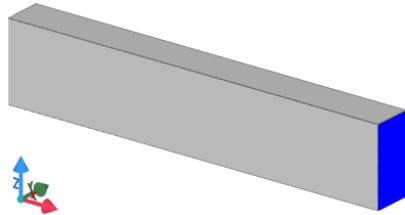


Figura 5.1: vista - "Editor 3D"

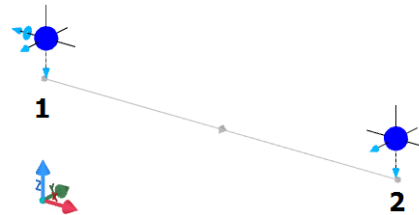


Figura 5.2: vista - "Strutturale + Vincoli"

Sollecitazioni di Progetto

Rivolgiamo l'attenzione ad una delle sezioni di appoggio ($\%LLI = 0\%$).

Essendo lo schema di calcolo quello di una "trave" doppiamente appoggiata, in tale sezione le sollecitazioni di progetto valgono:

$$N_{Ed} = 0 \text{ N};$$

$$T_{Ed} = 1,3 \cdot q_{trv} \cdot L/2 = 1,3 \cdot 3750 \cdot 3,0/2 = 7 \text{ 312 N};$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ Nm.}$$

Con:

$$q_{trv} = \text{peso proprio trave} = 3 \text{ 750 N/m};$$

$$L = \text{lunghezza trave} = 4,00 \text{ m.}$$

Verifica1		
	Massimo	Minimo
%LLI		0%
V_{Ed}	7.312	0
CS	17,44	-
V_{Rcd}	127.537	127.537
V_{Rsd,s}	82.110	82.110

Sollecitazioni di verifica EdiLus

Dati Intervento

L'intervento "Placcaggio con FRP per Taglio" utilizzato, nei due casi in esame, presenta le seguenti caratteristiche (Figura 4.3):

CASO 1

CASO 2

Materiale= "FRP Test 05"

$$E_f = \text{modulo elastico normale} = 165000 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{rk} = \text{resistenza caratteristica a rottura} = 2800 \text{ N/mm}^2.$$

Caratteristiche/Geometria

$$b_f = \text{larghezza Strato/Lamina} = 80,00 \text{ mm};$$

$$t_f = \text{spessore} = 1,200 \text{ mm};$$

Esposizione ambientale = Interna;

$$n_f = \text{numero Strato/Lamina} = 1;$$

$$p'_f = \text{distanza netta tra le strisce} = \mathbf{120 \text{ mm}};$$

Disposizione fibre = **In avvolgimento completo**;

$$r_c = \text{raggio di curvatura} = 20,0 \text{ mm};$$

$$\beta = \text{angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave} = 90^\circ.$$

$$p'_f = \text{distanza netta tra le strisce} = \mathbf{0 \text{ mm}};$$

Essendo p'_f diverso da zero abbiamo a che fare con un rinforzo discontinuo sotto forma di strisce.

Essendo $p'_f = p_f = 0$ abbiamo a che fare con un rinforzo continuo.

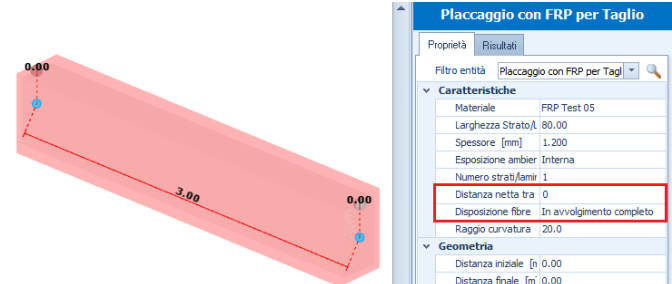
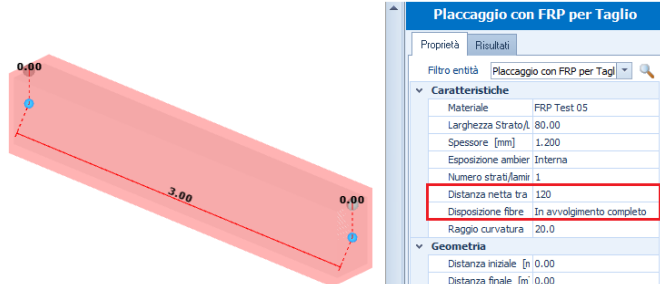
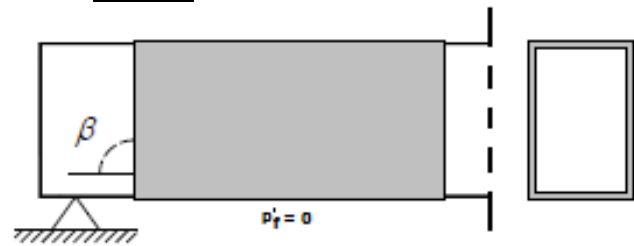
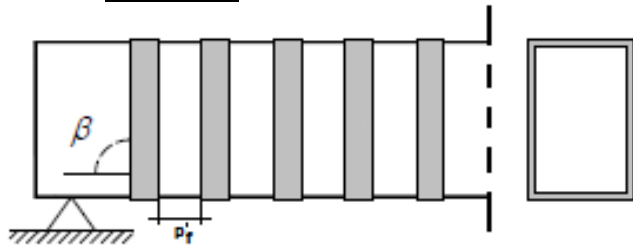


Figura 5.3: vista - "Interventi CA + proprietà intervento"

Valutazione di b_f , p_f e b

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
<p>Nel caso di sistemi di rinforzi discontinui sotto forma di strisce, vale quanto riportato di seguito (§ 4.3.3.2(4) di [1]):</p> <ul style="list-style-type: none"> $b = p_f = 200$ mm. <p>Pertanto, nel caso in esame si ha:</p> <p>$b_f =$ larghezza della striscia = 80 mm. $p_f =$ interasse delle strisce = $p'_f + b_f/2 + b_f/2 = p'_f + b_f = 120\text{mm} + 80\text{mm} = 200$ mm. $p'_f =$ distanza netta tra le strisce = 120 mm; $b_f =$ larghezza della striscia = 80 mm.</p> <p>$b = (p_f)$ larghezza dell'anima della sezione = 200 mm.</p>	<p>Nel caso di sistemi di rinforzi continui o di strisce adiacenti vale quanto riportato di seguito (§ 4.3.3.2(4) di [1]).</p> <ul style="list-style-type: none"> $b = b_f = \min\{0,9 \cdot d; h_w\} \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta = \min\{0,9 \cdot 466; 500\} \cdot \sin(21,80 + 90) / \sin(21,80) = 1038$ mm; <p>dove:</p> <p>$d =$ altezza utile della sezione = 466 mm; $h_w = h =$ altezza della sezione = 500 mm; $\beta =$ angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90°; $\theta =$ angolo di inclinazione del puntone di calcestruzzo nel meccanismo del traliccio di Morsh = $21,80^\circ$.</p> <p>Pertanto, nel caso in esame si ha:</p> <p>$b_f =$ larghezza della striscia = 1038 mm; $p_f =$ interasse delle strisce = 0; $b = (b_f)$ larghezza dell'anima della sezione = 1038 mm.</p>

Valutazione del fattore correttivo k_b

Il fattore correttivo di tipo geometrico (k_b) è dato dalla seguente relazione ((4.3) di [1]):

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1 \quad (\text{con } b_f/b \geq 0,25).$$

dove:

$b_f =$ larghezza della striscia;
 $b =$ larghezza dell'anima della sezione.

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} = \sqrt{\frac{2 - 80/200}{1 + 80/200}} = \mathbf{1,069}$ ($b_f/b = 0,40 \geq 0,25$).	$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} = \sqrt{\frac{2 - 1}{1 + 1}} = \mathbf{0,707}$ ($b_f/b = 1,0 \geq 0,25$).
<p>dove:</p> <p>$b_f = 80$ mm; $b = p_f = 200$ mm.</p>	<p>dove:</p> <p>$b_f = 1038$ mm; $b = b_f = 1038$ mm.</p> <p>Non potendo assumere valori inferiori a 1, si pone: $K_b = \mathbf{1,0}$.</p>

Valutazione resistenza efficace (f_{fed}) del rinforzo

Nel caso di disposizione in **avvolgimento** su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla relazione (4.22) di [1], dove il contributo del secondo termine va considerato solo se positivo:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min(0,9 \cdot d; h_w)} \right] + \frac{1}{2} \cdot (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min(0,9 \cdot d; h_w)} \right].$$

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$f_{fed} = 190,10 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{227,24 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 466; 500)} \right] +$ $+ \frac{1}{2} \cdot (0,307 \cdot 2216,67 - 190,10) \cdot \left[1 - \frac{227,24 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 466; 500)} \right] =$ $= 190,10 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{227,24}{419,40} \right] +$ $+ \frac{1}{2} \cdot (0,307 \cdot 2216,67 - 190,10) \cdot \left[1 - \frac{227,24}{419,40} \right] =$ $= 172,93 + 112,18 = \mathbf{285,11 \text{ N/mm}^2}.$	$f_{fed} = 183,86 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{234,95 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 466; 500)} \right] +$ $+ \frac{1}{2} \cdot (0,307 \cdot 2216,67 - 183,86) \cdot \left[1 - \frac{234,95 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 466; 500)} \right] =$ $= 183,86 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{234,95}{419,40} \right] +$ $+ \frac{1}{2} \cdot (0,307 \cdot 2216,67 - 183,86) \cdot \left[1 - \frac{234,95}{419,40} \right] =$ $= 166,69 + 109,05 = \mathbf{275,74 \text{ N/mm}^2}.$

dove:

$$f_{fdd} = \text{resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 1" (delaminazione di estremità - relazione (4.4) di [1])} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{n_f \cdot t_f}};$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 165000 \cdot 0,1892}{1 \cdot 1,2}} = \mathbf{190,10 \text{ N/mm}^2}.$$

con:

$\gamma_{f,d}$ = coefficiente parziale di sicurezza per distacco del supporto = 1,2;
 E_f = modulo elastico normale = 165000 N/mm²;
 n_f = numero Strato/Lamina = 1;
 t_f = spessore del rinforzo = 1,200 mm;

$$\Gamma_{Fd} = \text{energia specifica di frattura di progetto (relazione 4.2 di [1])} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}};$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{1,0690 \cdot 0,037}{1,2} \cdot \sqrt{20,45 \cdot 1,61} = \mathbf{0,1892 \text{ N/mm}}.$$

con:

k_b = fattore correttivo = 1,069;
 k_G = 0,037 (compositi impregnati in situ);
 FC = 1,2 (Fattore di Confidenza);
 f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = 20,45 N/mm²;
 f_{ctm} = resistenza media a trazione = 1,61 N/mm².

$$f_{fdd} = \frac{1}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 165000 \cdot 0,1770}{1 \cdot 1,2}} = \mathbf{183,86 \text{ N/mm}^2}.$$

con:

con:

k_b = fattore correttivo = 1,00;

$$l_{ed} = \text{Lunghezza ottimale di ancoraggio (relazione (4.1) di [1])} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot n_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\};$$

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{1,25 \cdot 1,51} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 165000 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,1892}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} =$$

$$= \max\{227,24; 200\} = 227,24 \text{ mm} = \mathbf{0,22724 \text{ m}}.$$

con:

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{1,25 \cdot 1,42} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 165000 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,1770}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} =$$

$$= \max\{234,95; 200\} = 234,95 \text{ mm} = \mathbf{0,23495 \text{ m}}.$$

con:

γ_{Rd} = coefficiente correttivo (relazione (4.1) di [1]) = 1,25.

f_{bd} = valore di progetto della resistenza di adesione tra rinforzo e calcestruzzo = $2 \cdot \Gamma_{Fd} / S_u$.

$$f_{bd} = 2 \cdot 0,1892 / 0,25 = 1,51 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{bd} = 2 \cdot 0,1770 / 0,25 = 1,42 \text{ N/mm}^2.$$

S_u = valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto (= 0,25 mm).

β = angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90°.

d = altezza utile della sezione = 466 mm.

$h_w = h$ = altezza della sezione = 500 mm.

$\Phi_R = 0,2 + 1,6 \cdot r_c / b = 0,2 + 1,6 \cdot 20 / 300 = 0,307$ (relazione (4.23) di [1]).

r_c = raggio di curvatura realizzato in corrispondenza dello spigolo della sezione rinforzata = 20 mm;

b = larghezza dell'anima della sezione = 300 mm.

f_{fd} = valore di progetto della resistenza a trazione del rinforzo = $\eta_a \cdot f_{rk} / \gamma_f = 0,95 \cdot 2800 / 1,20 = \mathbf{2216,67 \text{ N/mm}^2}$.

η_a = fattore di conversione ambientale - per fibre di carbonio e per esposizione "interna" (Tabella 3-2 di [1]) = 0,95;

f_{rk} = resistenza caratteristica a rottura del FRP = 2800 N/mm²;

γ_f = coefficiente parziale di resistenza a taglio (§ 3.4.1 di [1]) = 1,20.

Valutazione contributo del rinforzo a taglio ($V_{Rd,f}$)

Tale contributo è dato dalla relazione (4.19) di [1]:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$V_{Rd,f} = \frac{1}{1,20} \cdot 0,9 \cdot 466 \cdot 285,11 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot (2,5 + \cot 90^\circ) \cdot \frac{80}{200} =$ $= \mathbf{239\ 153\ N.}$	$V_{Rd,f} = \frac{1}{1,20} \cdot 0,9 \cdot 466 \cdot 275,74 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot (2,5 + \cot 90^\circ) \cdot 1 =$ $= \mathbf{578\ 230\ N.}$
dove: γ_{Rd} = coefficiente parziale della Tabella 3-1 di [1] = 1,20; f_{ed} = resistenza efficace del rinforzo = 285,11 N/mm ² ; d = altezza utile della sezione = 466 mm; n_f = numero Strato/Lamina = 1; t_f = spessore del rinforzo = 1,200 mm; θ = angolo del puntone variabile che minimizza l'area di staffe = 21,80° [$\cot(\theta) = \cot(21,80^\circ) = 2,5$]; β = angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90°; b_f = larghezza della striscia = 80 mm; p_f = passo della striscia = 200 mm.	dove: f_{ed} = resistenza efficace del rinforzo = 275,74 N/mm ² ; $b_f/p_f = 1$, nel caso di strisce poste in adiacenza.

Confronto

Di seguito, per i due casi esaminati, si riportano i risultati di EdiLus per:

- Resistenza a taglio dovuta al rinforzo ($V_{Rd,f}$)**

CASO 1			CASO 2		
Trave 1a-2a	Piano Terra		Trave 1a-2a	Piano Terra	
Verifica1			Verifica1		
	Massimo	Minimo		Massimo	Minimo
% L_{LI}		0%	% L_{LI}		0%
V_{Ed}	7.312	0	V_{Ed}	7.312	0
CS	17,44	-	CS	17,44	-
V_{Rcd}	127.537	127.537	V_{Rcd}	127.537	127.537
$V_{Rsd,s}$	82.110	82.110	$V_{Rsd,s}$	82.110	82.110
N		0	N		0
$V_{Rsd,p}$	0	0	$V_{Rsd,p}$	0	0
V_{R1}	0	0	V_{R1}	0	0
$V_{Rd,f}$	239.153	239.153	$V_{Rd,f}$	578.230	578.230
Ctg \ominus	2,50	2,50	Ctg \ominus	2,50	2,50
A_{sw}	0,05026	0,05026	A_{sw}	0,05026	0,05026
$A_{sw,p}$	0,0000	0,0000	$A_{sw,p}$	0,0000	0,0000
$A_{s,Dq}$	0,0000	0,0000	$A_{s,Dq}$	0,0000	0,0000

- Contributi FRP per la verifica taglio**

Di seguito, per i due casi esaminati, si riporta la tabella "PLACCAGGIO CON FRP PER TAGLIO - DATI DI VERIFICA", con l'esplicitazione dei vari termini calcolati da EdiLus relativi al rinforzo a taglio con FRP (in giallo quelli calcolati in precedenza).

(CASO 1) PLACCAGGIO CON FRP PER TAGLIO - DATI DI VERIFICA

Caratteristiche generiche di verifica					
Id_{rf}	N_{elm}	n_{iv}	f_{ck}	f_{ctm}	% L_{LI}
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
0001	Trave 1a-2a	Piano Terra	12,45	1,61	0%~100%

Verifica a Taglio						
Id_{rf}	K_b	Γ_{Fd}	f_{rdd}	f_{rd}	l_{ed}	f_{red}
	[mm]	[N/mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m]	[N/mm ²]
0001	1,07	0,1892	190,10	2216,67	0,2272	285,11

Effetto del Confinamento										
Id_{rf}	$\epsilon_{rd,rid}$	A_g	ρ_f	f_1	K_H	K_V	$f_{1,eff}$	f_{ccd}	ϵ_{ccu}	T_{avv}
		[m ²]	[%]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]		
0001	0,0102	0,15	0,51	4,30	0,38	0,64	1,04	8,82	0,0087	C

(CASO 2) PLACCAGGIO CON FRP PER TAGLIO - DATI DI VERIFICA

Caratteristiche generiche di verifica					
Id _{rf}	N _{elm}	n _{lv}	f _{ck} [N/mm ²]	f _{ctm} [N/mm ²]	%L _{LI} [%]
0001	Trave 1a-2a	Piano Terra	12,45	1,61	0%~100%

Verifica a Taglio						
Id _{rf}	K _b [mm]	Γ _{Fd} [N/mm]	f _{rd} [N/mm ²]	f _{rd} [N/mm ²]	l _{ed} [m]	f _{fed} [N/mm ²]
0001	1,00	0,1770	183,86	2216,67	0,2349	275,74

Effetto del Confinamento										
Id _{rf}	ε _{fd,rid}	A _q [m ²]	ρ _f [%]	f ₁ [N/mm ²]	K _H	K _V	f _{1,eff} [N/mm ²]	f _{ccd} [N/mm ²]	ε _{ccu}	T _{avv}
0001	0,0102	0,15	1,28	10,75	0,38	1,00	4,07	8,82	0,0137	C

LEGENDA:

- Id_{rf}** Identificativo dell'intervento.
- ε_{fd,rid}** Deformazione ridotta di calcolo del composito.
- A_q** Area della sezione trasversale dell'elemento confinato.
- ρ_f** Percentuale geometrica di rinforzo.
- f₁** Pressione di confinamento.
- K_H** Coefficiente di efficienza orizzontale.
- K_V** Coefficiente di efficienza verticale.
- f_{1,eff}** Pressione efficace di confinamento.
- f_{ccd}** Resistenza di progetto del calcestruzzo confinato.
- ε_{ccu}** Deformazione ultima del calcestruzzo confinato.
- T_{avv}** Tipo di avvolgimento: [C] = In avvolgimento completo; [U] = ad U.
- N_{elemento}** Identificativo dell'elemento interessato dall'intervento.
- n_{lv}** Identificativo del livello a cui appartiene l'elemento interessato dall'intervento.
- f_{ck}** Resistenza cilindrica del calcestruzzo.
- f_{ctm}** Resistenza media a trazione del calcestruzzo.
- %L_{LI}** Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di verifica, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione (L_{LI}), a partire dall'estremo iniziale.
- K_b** Fattore di tipo geometrico.
- Γ_{Fd}** Energia specifica di frattura di progetto.
- f_{rd}** Resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 1" (delaminazione di estremità).
- f_{rd}** Resistenza di progetto.
- l_{ed}** Lunghezza ottimale di ancoraggio.
- f_{fed}** Resistenza efficace del rinforzo.

Valutazione parametri del confinamento

Di seguito, per i due casi in esame, si procede alla valutazione dei parametri (celle in verde) presenti nella sotto tabella "Effetto del Confinamento" delle precedenti tabella.

- Deformazione ridotta di calcolo del rinforzo (ε_{fd,rid}) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.42) di [1]:

$$\epsilon_{fd,rid} = \eta_a \cdot \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f} = (\leq 0,6 \cdot \epsilon_{fk}).$$

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$\epsilon_{fd,rid} = 0,95 \cdot \frac{0,01697}{1,10} = 0,01466 (\leq 0,6 \cdot \epsilon_{fk} = 0,01018).$	

Essendo ε_{fd,rid} > 0,6·ε_{fk} si considera ε_{fd,rid} = **0,01018**.

dove:

η_a = fattore di conversione ambientale - per fibre di carbonio e per esposizione "interna" = 0,95 (Tabella 3-2 di [1]);

ε_{fk} = deformazione caratteristica a rottura del rinforzo = f_{rk}/E_f = 2800/165000 = 0,01697;

f_{rk} = resistenza caratteristica a rottura FRP = 2800 N/mm²;

E_f = modulo elastico normale FRP = 165000 N/mm².

γ_f = 1,1 preso dalla tabella 3-1 di [1].

- Area della sezione trasversale dell'elemento confinato (A_g) -

Questa è data:

$$A_g = b \cdot h;$$

dove:

b= base della sezione da rinforzare;
h= altezza della sezione da rinforzare.

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
--------	--------

$$A_g = b \cdot h = 0,30 \cdot 0,50 = \mathbf{0,15 \text{ m}^2};$$

dove:

b= 30 cm = 0,30 m;
h= 50 cm = 0,50 m.

- Percentuale geometrica di rinforzo (ρ_f) -

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
--------	--------

Nel caso di sezioni quadrate/rettangolari con rinforzo discontinuo (strisce di fibre) questa è data dalla seguente relazione (4.39) di [1]:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot (b + h) \cdot b_f}{b \cdot h \cdot p_f} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot (300 + 500) \cdot 80}{300 \cdot 500 \cdot 200} =$$

$$= \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot (300 + 500) \cdot 80}{300 \cdot 500 \cdot 200} = \mathbf{0,00512 \text{ (0,51\%)}};$$

dove:

t_f = spessore del rinforzo = 1,200 mm;
 n_f = numero Strato/Lamina = 1;
b= base della sezione da rinforzare = 30 cm = 300 mm;
h= altezza della sezione da rinforzare = 50 cm = 500 mm;
 b_f = larghezza della striscia = 80 mm;
 p_f = passo della striscia = 200 mm.

Nel caso di sezioni quadrate/rettangolari con rinforzo continuo questa è data dalla seguente relazione (4.39) di [1]:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot (b + h)}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot (300 + 500)}{300 \cdot 500} =$$

$$= \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot (300 + 500)}{300 \cdot 500} = \mathbf{0,0128 \text{ (1,28\%)}};$$

dove:

- Pressione di confinamento (f_1) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.33) di [1]:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid};$$

dove:

ρ_f = percentuale geometrica di rinforzo;
 E_f = modulo elastico normale FRP;
 $\varepsilon_{fd,rid}$ = deformazione ridotta di calcolo del rinforzo.

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
--------	--------

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} =$$

$$= 0,50 \cdot 0,00512 \cdot 165000 \cdot 0,01018 = \mathbf{4,30 \text{ N/mm}^2};$$

dove:

$\rho_f = 0,00512$;
 $E_f = 165000 \text{ N/mm}^2$;
 $\varepsilon_{fd,rid} = 0,01018$.

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} =$$

$$= 0,50 \cdot 0,0128 \cdot 165000 \cdot 0,01018 = \mathbf{10,75 \text{ N/mm}^2};$$

dove:

$\rho_f = 0,0128$;

- Coefficiente di efficienza (k_{eff}) -

Questo è dato dalla seguente relazione (4.34) di [1]:

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha;$$

dove:

- k_H = coefficiente di efficienza orizzontale;
- k_V = coefficiente di efficienza verticale;
- k_{α} = coefficiente di efficienza funzione dell'inclinazione delle fibre.

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
--------	--------

k_H : per le sezioni quadrate/rettangolari è dato dalla relazione (4.40) di [1]:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g} = 1 - \frac{260^2 + 460^2}{3 \cdot 150000} = \mathbf{0,38};$$

dove:

b' = larghezza di "confinamento" (Figura 5.4) = $b - 2 \cdot r_c = 300 - 40 = 260$ mm.

b = base della sezione da rinforzare = 300 mm;

r_c = raggio di curvatura = 20,0 mm.

h' = altezza di "confinamento" (Figura 5.4) = $h - 2 \cdot r_c = 500 - 40 = 460$ mm.

h = altezza della sezione da rinforzare = 500 mm;

r_c = raggio di curvatura = 20,0 mm.

A_g = area della sezione trasversale dell'elemento confinato = $0,15 \text{ m}^2 = 1500 \text{ cm}^2 = 150000 \text{ mm}^2$.

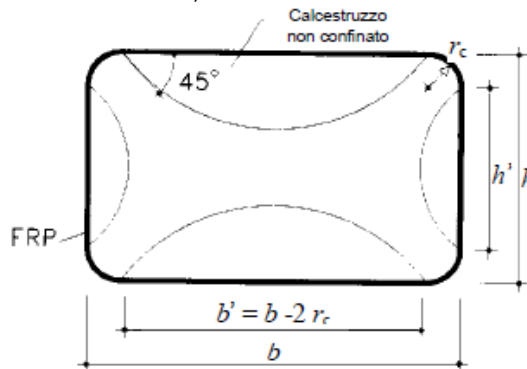


Figura 5.4: confinamento di sezioni rettangolari (Figura 4-13 di [1])

k_V : per tale caso, indipendentemente dalla forma della sezione, è dato dalla relazione (4.35) di [1]:

$$k_V = \left(1 - \frac{p'_f}{2 \cdot d_{\min}} \right)^2 = \left(1 - \frac{120}{2 \cdot 300} \right)^2 = \mathbf{0,64};$$

dove:

p'_f = distanza netta tra le strisce = 120 mm;

d_{\min} = minima dimensione trasversale dell'elemento = $\min(b; h) = \min(300; 500) = 300$ mm;

b = base della sezione da rinforzare = 300 mm;

h = altezza della sezione da rinforzare = 500 mm.

E' opportuno che $p'_f \leq d_{\min}/2$ (4.5.2.1(7) di [1]).

Nel caso in esame si ha: $120 < 300/2 = 150 \rightarrow$ **OK**.

k_{α} : dato dalla relazione (4.36) di [1]:

$$k_{\alpha} = 1 - \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)} = 1 - \frac{1}{1 + (\tan 0)} = \mathbf{1,00};$$

dove:

α_f = angolo di inclinazione, rispetto alla verticale, delle fibre = 0° (disposizione delle fibre ortogonali all'asse).

Per cui K_{eff} vale:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_V \cdot k_{\alpha} = 0,38 \cdot 0,64 \cdot 1,00 = \mathbf{0,24}.$$

k_V : nel caso di fasciature continue viene assunto pari ad **1,0** [4.5.2.1(6) di [1]].

Per cui K_{eff} vale:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_V \cdot k_{\alpha} = 0,38 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = \mathbf{0,38}.$$

- Pressione efficace di confinamento ($f_{1,\text{eff}}$) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.42) di [1]:

$$f_{1,\text{eff}} = k_{\text{eff}} f_1;$$

dove:

k_{eff} = coefficiente di efficienza;

f_1 = pressione di confinamento.

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = 0,24 \cdot 4,30 = \mathbf{1,04 \text{ N/mm}^2}$; dove: $k_{eff} = 0,24$; $f_1 = 4,30 \text{ N/mm}^2$.	$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = 0,38 \cdot 10,75 = \mathbf{4,085 \text{ N/mm}^2}$; dove: $k_{eff} = 0,38$; $f_1 = 10,75 \text{ N/mm}^2$.

- Effetto di Confinamento -

Prima di procedere alla valutazione di f_{ccd} e ε_{ccu} , termini in cui entra l'eventuale effetto di confinamento, esponiamo le condizioni per cui **NON** va considerato l'effetto del confinamento:

- quando $f_{1,eff}/f_{cd} \leq 0,05$ [§ 4.5.2(7)];
- per sezioni quadrate/rettangolari per le quali $b/h > 2$ ovvero $\max(b,h) > 900 \text{ mm}$ [§ 4.5.2.1.2(5)]; a meno di prove sperimentali che ne dimostrino il contrario.

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
Condizione a)	
$f_{1,eff}/f_{cd} = 1,04/8,82 = 0,12 > 0,05 \rightarrow \mathbf{OK}$; dove: $f_{1,eff} = 1,04 \text{ N/mm}^2$; $f_{cd} = f_{cd,dt} = \text{resistenza a compressione del cls (N.B. 5.1)} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck}/(FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 15/(1,20 \cdot 1,0) = 8,82 \text{ N/mm}^2$.	$f_{1,eff}/f_{cd} = 4,08/8,82 = 0,46 > 0,05 \rightarrow \mathbf{OK}$; dove: $f_{1,eff} = 4,08 \text{ N/mm}^2$; $f_{cd} = f_{cd,dt} = \text{resistenza a compressione del cls (N.B. 5.1)} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck}/(FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 15/(1,20 \cdot 1,0) = 8,82 \text{ N/mm}^2$.
Condizione b)	
$b = \text{max. dimensione della sezione da rinforzare} = 500 \text{ mm}$ (vedi figura 5.4); $h = \text{min. dimensione della sezione da rinforzare} = 300 \text{ mm}$ (vedi figura 5.4).	$b/h = 500/300 = 1,66 < 2 \rightarrow \mathbf{OK}$; $\max(b, h) = \max(500, 300) = 500 < 900 \rightarrow \mathbf{OK}$.

N.B. 5.1

Il confinamento è da considerare sempre un meccanismo di tipo duttile, per cui la f_{cd} è quella per meccanismo duttile ($\gamma_c = 1$).

- Resistenza di progetto del cls confinato (f_{ccd}) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.31) di [1]:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \rightarrow f_{ccd} = f_{cd} \cdot \left[1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right].$$

Tuttavia, in EdiLus non viene considerato (in "lineare" ed in "non lineare") l'effetto del confinamento sulla tensione, per cui la f_{ccd} corrisponde al valore della f_{cd} per meccanismo duttile:

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$f_{ccd} = f_{cd} = f_{cd,dt} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck}/(FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 15/(1,20 \cdot 1,0) = \mathbf{8,82 \text{ N/mm}^2}$.	

- Deformazione ultima del cls confinato (ε_{ccu}) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.41) di [1]:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}}};$$

dove:

$f_{1,eff}$ = pressione efficace di confinamento;
 $f_{cd} = f_{cd,dt}$ = resistenza a compressione del cls (N.B. 5.1).

Per i due casi in esame risulta:

CASO 1	CASO 2
$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{1,04}{8,82}} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{0,12} = \mathbf{0,0087};$	$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{4,08}{8,82}} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{0,46} = \mathbf{0,0137};$

dove:

$$f_{1,eff} = 1,04 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{cd} = f_{cd,dt} = 8,82 \text{ N/mm}^2;$$

Poiché $f_{1,eff}/f_{cd} = 0,12 > 0,05$ (*condizione a*) dell'effetto di confinamento) -> l'effetto del confinamento VIENE considerato.

dove:

$$f_{1,eff} = 4,08 \text{ N/mm}^2;$$

Quindi, in EdiLus questa viene calcolata (sempre con $\gamma_c = 1$) ma:

- non interviene nel calcolo del taglio;
- interviene nel calcolo PushOver modificando la deformazione ultima del Cls.

6 (CA-Old) - Test di Validazione n.06 (Incremento Altezza Trave)

Titolo: **Verifica sezione con Incremento Altezza.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_Incr_Altezza.EDL.**

Di seguito si riporta la procedura di verifica di una sezione in CA rinforzata con l'intervento "Incremento altezza". Tale intervento permette di ottenere sia un incremento del momento resistente della sezione che un incremento del contributo resistente del calcestruzzo nella verifica a taglio.

Dati trave

Lo schema di calcolo adoperato è quello di una trave doppiamente appoggiata (Figura 6.1 e Figura 6.2) che presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 3,00 m.

base (b) = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.

Altezza (h) = 0,60m = 60 cm = 60 mm.

Condizione di vincolo (Figura 6.2):

Nodo	Tipo	Rigidezza allo spostamento			Rigidezza alla rotazione		
		X [N/cm]	Y [N/cm]	Z [N/cm]	X [Nm/rad]	Y [Nm/rad]	Z [Nm/rad]
1	utente	infinita	infinita	infinita	infinita	nessuna	nessuna
2	carrello X	nessuna	infinita	infinita	nessuna	nessuna	nessuna

Tipo situazione = di Fatto.

Livello di Conoscenza (LC) = LC2 (Adeguato).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale Trave= Cls C25/30_B450C.

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls = 30,00 N/mm².

$f_{cd}^{(old)}$ = resistenza a compressione del cls (esistente) = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / FC = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 30 / 1,20 = 17,6375$ N/mm².

ϵ_{cu} = deformazione ultima cls = 0,0035.

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio = 450,00 N/mm².

$f_{yd}^{(old)}$ = resistenza di progetto acciaio (esistente) = $f_{yk} / FC = 450 / 1,20 = 375,00$ N/mm².

E_s = modulo elastico normale acciaio = 210000 N/mm².

Diametro armature longitudinali (ϕ_L) = 12 mm (unico diametro).

Armature superiore ($A_{s,sup}$) = 5 $\phi 12$ = 565,4867 mm².

Armature inferiore ($A_{s,inf}$) = 5 $\phi 12$ = 565,4867 mm².

Diametro staffe (ϕ_{st}) = 8 mm.

Ricoprimento (c) = 20 mm (copriferro in EdiLus).

Copriferro (d') = $c + \phi_{st} + \phi_L / 2 = 20 + 8 + 12 / 2 = 34$ mm.

Carichi

forza orizzontale (F_x) di 100 000 N [CC Permanente; direzione -X (globale); Figura 6.3].

peso proprio trave ($q_{trv} = 4 500$ N/m).

intervento ($q_{inc} = 375$ N/m - Figura 6.4).

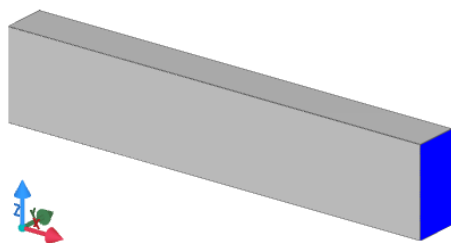


Figura 6.1: vista - "Editor 3D"

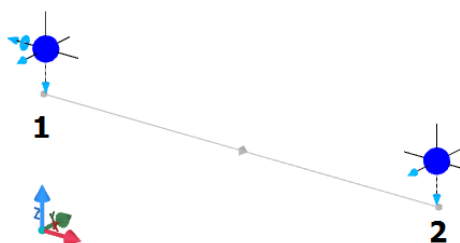


Figura 6.2: vista - "Strutturale + Vincoli"

Dati intervento

L'intervento "incremento altezza" utilizzato presenta le seguenti caratteristiche (Figura 6.4):

Materiale Trave= Cls C25/30_B450C.

$f_{cd}^{(new)}$ = resistenza a compressione del cls = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{ds} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 30 / 1,5 = 14,11$ N/mm².

Spessore (s_r) = 5,0 cm.

Numero connettori (n_{cnt}) = 5.

Taglio resistente (T_{Rd}) = 12620 N.

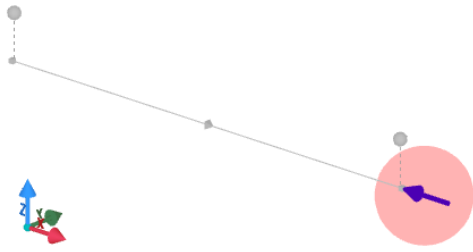


Figura 6.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

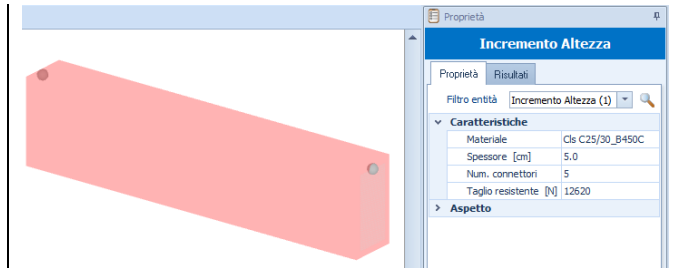


Figura 6.4: vista - "Interventi CA + proprietà intervento"

Sollecitazioni di Verifica

Rivolgiamo l'attenzione alla sezione di mezzera della trave ($\%LLi = 50\%$).

Essendo lo schema di calcolo quello di una "trave" doppiamente appoggiata, in tale sezione le sollecitazioni di progetto valgono:

$$N_{Ed} = 1,3 \cdot F_x = 1,3 \cdot 100\,000 = \mathbf{130\,000\,N};$$

$$T_{Ed} = \mathbf{0\,N};$$

$$M_{Ed} = 1,3 \cdot q \cdot L^2 / 8 = 1,3 \cdot (q_{trv} + q_{inc}) \cdot L^2 / 8 =$$

$$= 1,3 \cdot (4500\,N/m + 375\,N/m) \cdot 3,00^2 / 8 = \mathbf{7\,130\,Nm}.$$

Con:

F_x = forza orizzontale = 100 000 N;
 q_{trv} = peso proprio della trave = 4500 N/m;
 q_{inc} = peso proprio intervento = 375 N/m;
 L = lunghezza trave = 3,00 m.

Verifica5		
	Superiore	Inferiore
%LLi		50%
N_{Ed}	0	130.000
$M_{Ed,3}$	0	7.129
A_s	5,65	5,65
CS	-	22,28[V]
(X/d)	VNR	0,15

Sollecitazioni di verifica EdiLus

Calcolo Asse neutro

Nel calcolo manuale che si sta conducendo, la determinazione dell'asse neutro viene fatta ipotizzando per il legame costitutivo del calcestruzzo il diagramma "Stress-Block". Nel caso in esame la posizione dell'asse neutro viene a trovarsi tra le due armature (Figura 6.5), per cui si ha:

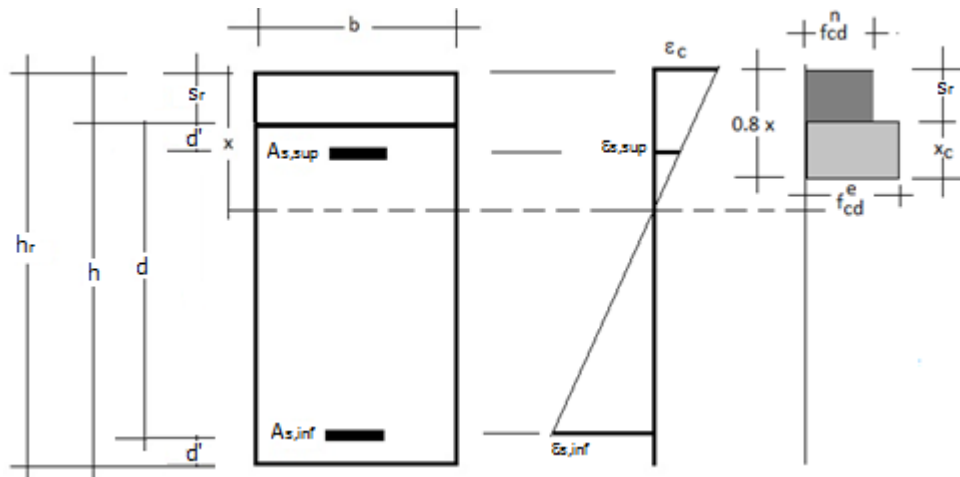


Figura 6.5: asse neutro e tensioni

- Equazione di equilibrio -

$$S_r \cdot b \cdot f_{cd}^{(new)} + X_c \cdot b \cdot f_{cd}^{(old)} + A_{s,sup} \cdot \sigma_{s,sup} - A_{s,inf} \cdot \sigma_{s,inf} = N_{Ed}$$

- Tensioni -

$$\sigma_{s,sup} = E_s \cdot \varepsilon_{s,sup};$$

$$\sigma_{s,inf} = E_s \cdot \varepsilon_{s,inf}.$$

- Deformazioni -

$$\varepsilon_{s,sup} = \varepsilon_c \cdot \frac{(x - s_r - d')}{x} = 0,0035 \cdot \frac{(x - s_r - d')}{x}$$

$$\varepsilon_{s,inf} = \varepsilon_c \cdot \frac{(h_r - x - d')}{x} = 0,0035 \cdot \frac{(h + s_r - x - d')}{x}$$

Considerando $x_c = 0,8 \cdot x - s_r$, l'equazione di equilibrio diventa:

$$s_r \cdot b \cdot f_{cd}^{(new)} + (0,8 \cdot x - s_r) \cdot b \cdot f_{cd}^{(old)} + A_{s,sup} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s,sup} - A_{s,inf} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s,inf} = N_d$$

$$s_r \cdot b \cdot f_{cd}^{(new)} + (0,8 \cdot x - s_r) \cdot b \cdot f_{cd}^{(old)} + A_{s,sup} \cdot E_s \cdot 0,0035 \cdot \frac{(x - s_r - d')}{x} - A_{s,inf} \cdot E_s \cdot 0,0035 \cdot \frac{(h + s_r - x - d')}{x} = N_d$$

Da cui per successive iterazioni si ottiene la seguente posizione dell'asse neutro:

$$x = 0,08839 \text{ m} = 8,839 \text{ cm} = \mathbf{88,39 \text{ mm}} \text{ (tra le due armature).}$$

N.B. 6.1

Ponendo il valore dell'asse neutro (88,39) nelle espressioni delle deformazioni ha:

Armatura superiore	Armatura inferiore
$\varepsilon_{s,sup} = 0,0035 \cdot \frac{(88,39 - 50 - 34')}{88,39} = 0,00017458$	$\varepsilon_{s,sup} = 0,0035 \cdot \frac{(600 + 50 - 88,39 - 34')}{88,39} = 0,02088643$
$\sigma_{s,sup} = E_s \cdot \varepsilon_{s,sup} = 210000 \cdot 0,00017458 = 36,66 \text{ N/mm}^2$ <p>Armatura non snervata</p>	$\sigma_{s,sup} = E_s \cdot \varepsilon_{s,sup} = 210000 \cdot 0,02088643 = 4386,15 \text{ N/mm}^2$ <p>Armatura snervata -> $\sigma_{s,sup} = f_{yd} = 375 \text{ N/mm}^2$.</p>

Ponendo il valore dell'asse neutro (88,39) nell'equazione di equilibrio si ha:

$$s_r \cdot b \cdot f_{cd}^{(new)} + (0,8 \cdot x - s_r) \cdot b \cdot f_{cd}^{(old)} + A_{s,sup} \cdot \sigma_{s,sup} - A_{s,inf} \cdot \sigma_{s,inf} = N_d \cdot$$

$$50 \cdot 300 \cdot 14,11 + (0,8 \cdot 88,39 - 50) \cdot 300 \cdot 17,64 + 565,49 \cdot 36,66 - 565,49 \cdot 375 = 130000 \cdot$$

$$211650 + 109676 + 20731 - 212058 = 130000 \cdot$$

$$\mathbf{129999 \cong 130000.}$$

Calcolo Momento Resistente

L'espressione del Momento Ultimo (M_{Rd}) calcolato rispetto al centro della sezione rinforzata (esistente + intervento) è la seguente:

$$M_{Rd} = M_{Rd,inc} + M_{Rd,trv} + M_{Rd,As,sup} + M_{Rd,As,inf} = 63 \ 495 + 29 \ 024 + 4 \ 996 + 61 \ 709 = \mathbf{159 \ 224 \ Nm.}$$

dove:

$$M_{Rd,inc} = \text{momento resistente dell'intervento} = F_{Rd,inc} \cdot d_{G,inc} = 211 \ 650 \cdot 0,300 = \mathbf{63 \ 495 \ Nm.}$$

$$F_{Rd,inc} = \text{forza resistente dell'intervento} = s_r \cdot b \cdot f_{cd}^{(new)} = 50 \cdot 300 \cdot 14,11 = 211 \ 650 \text{ N.}$$

$$s_r = \text{spessore rinforzo} = 50 \text{ mm.}$$

$$b = \text{base trave} = 300 \text{ mm.}$$

$$f_{cd}^{(new)} = \text{tensioni di progetto dell'intervento} = 14,11 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,inc} = \text{distanza del centro di reazione dell'intervento dal centro della trave rinforzata} = 300 \text{ mm} = 0,300 \text{ m.}$$

$$M_{Rd,trv} = \text{momento resistente della trave esistente} = F_{Rd,trv} \cdot d_{G,trv} = 109 \ 676 \cdot 0,264 = \mathbf{29 \ 024 \ Nm.}$$

$$F_{Rd,trv} = \text{forza resistente della trave esistente} = (0,8 \cdot x - s_r) \cdot b \cdot f_{cd}^{(old)} = (0,8 \cdot 88,39 - 50) \cdot 300 \cdot 17,64 = 109 \ 676 \text{ N.}$$

$$x = \text{posizione asse neutro} = 88,39 \text{ mm.}$$

$$f_{cd}^{(old)} = \text{tensioni di progetto della trave esistente} = 17,64 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,inc} = \text{distanza del centro di reazione della trave esistente dal centro della trave rinforzata} = 264 \text{ mm} = 0,264 \text{ m.}$$

$$M_{Rd,As,sup} = \text{momento resistente dell'armatura superiore (elastica)} = F_{Rd,As,sup} \cdot d_{G,As,sup} = 20 \ 731 \cdot 0,241 = \mathbf{4 \ 996 \ Nm.}$$

$$F_{Rd,As,sup} = \text{forza resistente dell'armatura superiore (elastica)} = A_{s,inf} \cdot \sigma_{s,sup} = 565,49 \cdot 36,66 = 20 \ 731 \text{ N.}$$

$$A_{s,inf} = \text{area delle armature superiori} = 565,49 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{s,sup} = \text{tensione nell'armatura superiore} = E_s \cdot \varepsilon_{s,sup} = 210 \ 000 \cdot 0,00017458 = 36,66 \text{ N/mm}^2.$$

$$E_s = \text{modulo elastico normale acciaio} = 210000 \text{ N/mm}^2.$$

$$\varepsilon_{s,sup} = \text{deformazione nell'armatura superiore} = 0,00017458.$$

$$d_{G,As,sup} = \text{distanza dell'armatura sup. dal centro della trave} = (h + s_r) / 2 - (s_r - d') = (600 + 50) / 2 - (50 + 34) = 241 \text{ mm} = 0,241 \text{ m.}$$

$$h = \text{altezza sezione esistente} = 600 \text{ mm.}$$

$$d' = \text{copriferro} = 34 \text{ mm.}$$

$$M_{Rd,As,inf} = \text{momento resistente dell'armatura inferiore (snervata)} = F_{Rd,As,inf} \cdot d_{G,As,inf} = 212 \ 058 \cdot 0,291 = \mathbf{61 \ 709 \ Nm.}$$

$$F_{Rd,As,inf} = \text{forza resistente dell'armatura inferiore (snervata)} = A_{s,inf} \cdot f_{yd} = 565,49 \cdot 375 = 212 \ 058 \text{ N.}$$

$$A_{s,inf} = \text{area delle armature inferiori} = 565,49 \text{ mm}^2.$$

$$f_{yd} = \text{tensione di snervamento} = 375 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,As,inf} = \text{distanza dell'armatura inf. dal centro della trave} = (h + s_r) / 2 - d' = (600 + 50) / 2 - 34 = 0,291 \text{ m.}$$

Verifica a Presso Flessione

La verifica consiste nel rapporto fra il momento resistente della sezione rinforzata con il momento sollecitante. Si ha, quindi:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{159224}{7130} = 22,33.$$

Inoltre, il rapporto X/d vale:

$$X/d = 88,39/566 = 0,1562.$$

Dove:

X = 88,39 mm (posizione asse neutro);
d = 566 mm (altezza utile della sezione).

- Confronto a Presso Flessione -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Verifica5			Verifica5		
	Superiore	Inferiore	Superiore	Inferiore	
%L _{LI}		50%		50%	
N _{Ed}	0	130.000	0	130.000	
M _{Ed,3}	0	7.129	0	7.129	
A _s	5,65	5,65	5,65	5,65	
M _{Rd}	-	159.224	Non riportato	Non riportato	
CS	-	22,33	-	22,28[V]	
(X/d)	-	0,156	VNR	0,15	
	Manuale		EdiLus		

Come si può ben vedere, le differenze fra il calcolo manuale ed il calcolo di EdiLus sono minime e sono giustificabili dal fatto che EdiLus esegue le verifiche con il modello a fibre ed utilizzando il diagramma "Parabola-Rettangolo" per il legame costitutivo del calcestruzzo.

Verifica a Taglio

- Calcolo resistenza di calcolo a "taglio trazione" (contributo armatura) -

Si valuta con la relazione (4.1.27) delle NTC 2018.

Per il caso in esame l'intervento non da contributo in quanto non prevede staffe.

Pertanto, il contributo del taglio trazione dovuto solo alle staffe della trave esistente vale:

$$V_{Rsd}^* = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}^{old}}{s_{old}} \cdot f_{yd}^{old} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha.$$

Le varie grandezze valgono:

d = h - c = 600 - 34 = 566 mm (altezza utile della sezione esistente);

h = 600 mm (altezza della sezione esistente);

c = c' + φ_{sw} + φ_L/2 = 20 + 8 + 6 = 34 mm (copriferro di calcolo della sezione rinforzata);

c' = 2,0 cm = 20 mm (copriferro/ricoprimento staffe);

φ_{sw} = 8 mm (diametro delle staffe);

φ_L = 12 mm (diametro dei ferri longitudinali).

$$\frac{A_{sw}^{old}}{s_{old}} = \frac{100,53}{250} = 0,402 \text{ mm};$$

A_{sw,old} = 2·50,26 mm² = 100,53 mm² (area delle staffe esistenti);

s_{old} = 25 cm = 250 mm (passo delle staffe esistenti);

$$f_{yd}^{old} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{450}{1,15 \cdot 1,20} = 326,09 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza di progetto acciaio esistente).}$$

f_{yk} = 450,00 N/mm² (resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio nuovo);

FC = 1,20 (fattore di confidenza);
 $\gamma_s = 1,15$ (coefficiente di sicurezza dell'acciaio).

$\alpha = 90^\circ$ (angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse del pilastro);
 $\text{ctg}\alpha = 0$;
 $\text{ctg}\theta = 2,5$.

Quindi:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot 566 \cdot 0,402 \cdot 326,09 \cdot (0+2,5) \cdot 1 = \mathbf{166\ 991\ N}$$

- Calcolo resistenza di calcolo a "taglio compressione" (contributo cls) -

L'espressione della resistenza di calcolo a Taglio Compressione del calcestruzzo d'anima, si determina con la relazione 4.1.28 delle NTC 2018:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 0,9 \cdot 616 \cdot 300 \cdot 1,0295 \cdot 0,5 \cdot 11,95 \cdot (2,5) / (1 + 2,5^2) = \mathbf{352\ 773\ N}$$

dove:

d = altezza utile della sezione (rinforzata) = $(h + s_r) - d' = (600 + 50) - 34 = 616$ mm;
 b_w = base sezione per il taglio = 300 mm;
 $\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd,m}^* = 1,0295$ (essendo $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd,m}^* = 4,34$ N/mm²);
 $\sigma_{cp} = N / (b \cdot H) = 100000 / (300 \cdot 650) = 0,5128$ N/mm²;
 $f_{cd,m}^* = 17,366154$ N/mm² (N.B. 6.2);
 $v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd,m} = 0,5 \cdot 11,94 =$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima = 5,97 N/mm² (N.B. 6.3);
 $\text{ctg}\alpha = 0$;
 $\text{ctg}\theta = 2,5$.

N.B. 6.2

Per tener conto che la sezione è costituita da due calcestruzzi differenti, la $f_{cd,m}^*$ (utilizzata per il calcolo di α_c) viene calcolata mediante la seguente media pesata delle resistenze dei due calcestruzzi rispetto alle rispettive superfici:

$$f_{cd,m}^* = [f_{cd,N}^{(old)} \cdot A_{old} + f_{cd}^{(new)} \cdot (A_{rinf} - A_{old})] / A_{rinf}$$

Dove:

$A_{old} = b \cdot h = 300 \cdot 600 = \mathbf{180\ 000\ mm^2}$ (area del pilastro esistente);

$b = 300$ mm (base della sezione esistente);
 $h = 600$ mm (altezza della sezione esistente).

$A_{rinf} = B \cdot H = 300 \cdot 650 = \mathbf{195\ 000\ mm^2}$ (area della sezione rinforzata);

$f_{cd,N}^{(old)} = 30 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / 1,20 = \mathbf{17,6375\ N/mm^2}$ (resistenza di progetto del cls esistente - NON quella per meccanismo fragile);

$f_{cd}^{(new)} = 30 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / 1,5 = \mathbf{14,110000\ N/mm^2}$ (resistenza di progetto del calcestruzzo dell'intervento).

Quindi:

$$f_{cd,m}^* = [17,6375 \cdot 180000 + 14,11 \cdot (195000 - 180000)] / 195000 = \mathbf{17,366154\ N/mm^2}$$

Quindi, nel calcolo di α_c si considerano le caratteristiche della sezione soggetta a sola compressione, ragion per cui si adoperano le relative geometrie e resistenze "duttill".

N.B. 6.3

Essendo la sezione costituita da due calcestruzzi differenti, la resistenza a compressione di progetto della sezione ($f_{cd,m}$) si ottiene come media pesata delle resistenze dei due calcestruzzi rispetto alle rispettive superfici:

$$f_{cd,m} = (f_{cd}^{(new)} \cdot b \cdot s_r + f_{cd}^{(old)} \cdot b \cdot h_{ut}) / (b \cdot s_r + b \cdot h_{ut}) = (14,11 \cdot 15000 + 11,76 \cdot 169800) / 184800 = 11,95\ N/mm^2;$$

con:

$f_{cd}^{(new)}$ = resistenza di progetto del calcestruzzo d'intervento = $30 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,11$ N/mm²;
 $b \cdot s_r$ = area del rinforzo = $300 \cdot 50 = 15000$ mm²;
 $f_{cd}^{(old)}$ = resistenza di progetto del cls esistente = $30 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / (1,5 \cdot 1,20) = 11,76$ N/mm²;
 $b \cdot h_{ut}$ = area della sezione esistente al netto del copriferro = $300 \cdot (600 - 34) = 169800$ mm²;
 $(b \cdot s_r + b \cdot h_{ut})$ = area della sezione rinforzata (old+new) al netto del copriferro = $15000 + 169800 = 184800$ mm².

Quindi, in questo caso vengono adoperate le geometrie relative all'area per resistenza a taglio e relative resistenze "fragill" per il fatto che il meccanismo di rottura a taglio è di natura fragile.

- Confronto a Taglio -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus, relativamente alla verifica a taglio.

Verifica1		
	Massimo	Minimo
%L_{LI}		0%
V_{Ed}	-	-
CS	-	-
V_{Rcd}	352.773	352.773
V_{Rsd,s}	166.991	166.991
N_{Ed}		100 000
V_{Rsd,p}	-	-
V_{R1}	-	-
V_{fd}	-	-
Ctg[⊗]	2,50	2,50
A_{sw}	0,0402	0,0402
A_{sw,p}	-	-
A_{s,Dg}	-	-

Manuale

Verifica1		
	Massimo	Minimo
%L_{LI}		0%
V_{Ed}	108.027	-93.402
CS	1,55	1,79
V_{Rcd}	352.773	352.773
V_{Rsd,s}	166.989	166.989
N_{Ed}		100.000
V_{Rsd,p}	0	0
V_{R1}	0	0
V_{fd}	0	0
Ctg[⊗]	2,50	2,50
A_{sw}	0,0402	0,0402
A_{sw,p}	0,0000	0,0000
A_{s,Dg}	0,0000	0,0000

EdiLus

7 (CA-Old) - Test di Validazione n.07 (Incamicatura in C.A. Pilastro)

Titolo: **Verifica pilastro in CA rinforzato con Incamicatura in CA.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_Inc_Pil.EDL.**

Di seguito si riporta la procedura di verifica a presso flessione di un pilastro in CA rinforzato con l'intervento "Incamicatura CA".

Dati Pilastro

Lo schema di calcolo adoperato è quello di una pilastro incastrato alla base (sottoposto ad un'azione verticale ed una orizzontale - *Figura 7.1 e Figura 7.2*) che presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 3,00 m.

base (b) = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.

Altezza (h) = 0,50m = 50 cm = 50 mm.

Tipo situazione = di Fatto.

Livello di Conoscenza (LC) = LC2 (*Adeguato*).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale = Cls C20/25_B450C.

$f_{cd,e}$ = resistenza a compressione cilindrica del cls (esistente) = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / FC = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 25 / 1,20 = 14,6979 \text{ N/mm}^2$.

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls = $25,00 \text{ N/mm}^2$.

ε_c = deformazione ultima cls = $0,0035$.

$f_{yd,e}$ = resistenza di progetto acciaio (esistente) = $f_{yk} / FC = 450 / 1,20 = 375,00 \text{ N/mm}^2$.

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio = $450,00 \text{ N/mm}^2$.

E_s = modulo elastico normale acciaio = 210000 N/mm^2 .

Armatura (solo nei vertici)

Diametro armature longitudinali (ϕ_v) = 16 mm.

Armature superiore (A_{r2}) = Armature inferiore (A_{r1}) = $2 \phi 16 = 402,12 \text{ mm}^2$.

Diametro staffe (ϕ_{st}) = 8 mm.

Ricoprimento (c) = 20 mm (copriferro in EdiLus).

Copriferro (d') = $c + \phi_{st} + \phi_v / 2 = 20 + 8 + 16 / 2 = 36 \text{ mm}$.

Altezza utile (d) = $h - d' = 500 \text{ mm} - 36 \text{ mm} = 464 \text{ mm}$.

Carichi

forza orizzontale (F_y) di 20 000 N [CC Permanente; direzione +Y (globale); *Figura 7.3*].

forza verticale (F_z) di 100 000 N [CC Permanente; direzione -Z (globale); *Figura 7.3*].

peso proprio pilastro (q_{pil}) = 3 750 N/m).

intervento (q_{cc}) = 5 000 N/m).

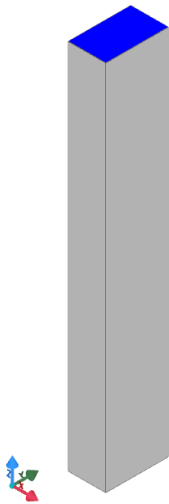


Figura 7.1: vista - "Editor 3D"

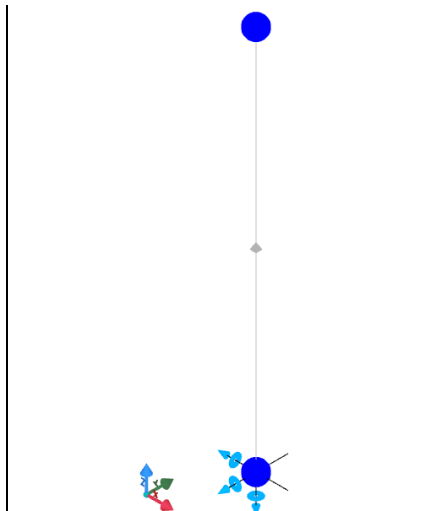


Figura 7.2: vista - "Strutturale + Vincoli"

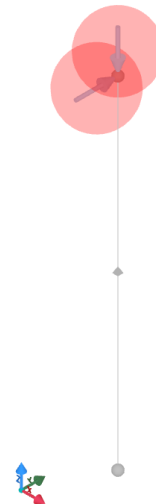


Figura 7.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Dati Intervento

L'intervento "Incamiciatura CA" utilizzato presenta le seguenti caratteristiche (Figura 7.5):
Materiale Trave= Cls C25/30_B450C.

$$f_{cd,n} = \text{resistenza a compressione del cls} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{cs} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 30 / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{yd,e} = \text{resistenza di progetto acciaio} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2.$$

Spessore dir. a3 (s_3) = 10 cm = 100 mm.

Spessore dir. a2 (s_2) = 10 cm = 100 mm.

N.B. 7.1

Essendo gli spessori uguali nelle due direzioni, nei successivi calcoli si considera $s_3 = s_2 = x_m = 10$ cm

Diametro staffe ($\phi_{st,r}$) = 8 mm.

Diametro tondini vertici ($\phi_{v,r}$) = 12 mm.

Diametro tondini laterali ($\phi_{lt,r}$) = 12 mm.

Numero ferri dir. a2 ($n_{s,2}$) = 2.

Numero ferri dir. a3 ($n_{s,3}$) = 2.

Modalità chiusura = Piegatura a 135°.

Ricoprimento (c_r) = 20 mm (copriferro in EdiLus).

Copriferro (d'_r) = $c_r + \phi_{st,r} + \phi_{L,r}/2 = 20 + 8 + 12/2 = 34$ mm.

N.B. 7.2

Vista l'esigua differenza tra i copriferri, nei successivi calcoli si considera un unico valore del copriferro (cop) pari a 34 cm.

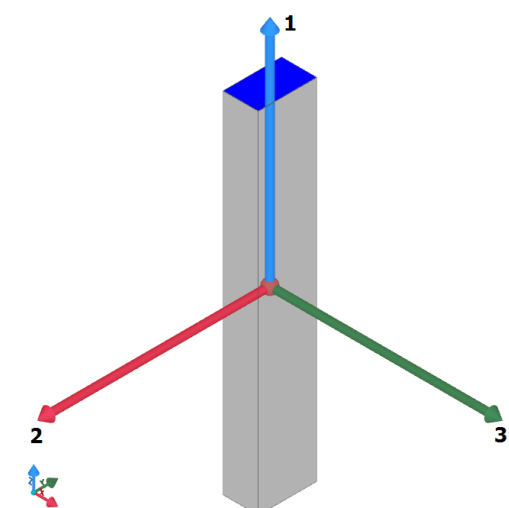


Figura 7.4: vista - "assi locali"

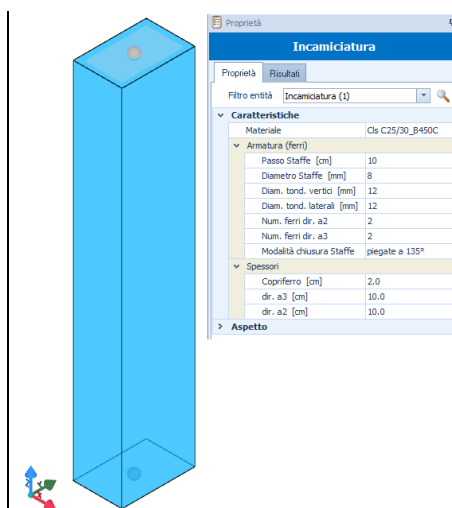


Figura 7.5: vista - "Interventi CA + proprietà intervento"

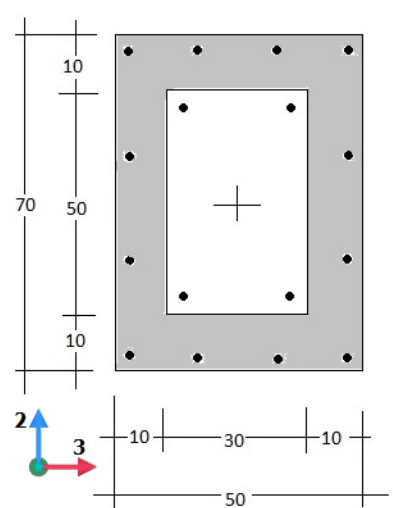


Figura 7.6: sezione rinforzata

Sollecitazioni di Verifica

Rivolgiamo l'attenzione alla sezione di piede del pilastro (%LLi = 0%).

In tale sezione le sollecitazioni di progetto valgono:

$$N_{Ed} = 1,3 \cdot (F_Z + p_{pil} + p_{crc}) = 1,3 \cdot (100000 + 26250) = 1,3 \cdot 126250 \text{ N} = \mathbf{164\ 125\ N};$$

$$T_{Ed} (T_2) = 1,3 \cdot F_Y = 1,3 \cdot 20000 = \mathbf{26\ 000\ N};$$

$$M_{Ed} (M_3) = 1,3 \cdot F_Y \cdot L = 1,3 \cdot 20\ 000 \text{ N} \cdot 3,00 \text{ m} = \mathbf{78\ 000\ Nm}.$$

Con:

F_Z = forza verticale applicata = 100000 N;

$p_{pil} + p_{crc} = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3,00 \cdot 25000 = 26250$ N;

F_Y = forza orizzontale applicata = 20 000 N;

L = lunghezza pilastro = 3,00 m.

Pilastro 1	Piano Terra	
Verifica1		
N_{Ed}	164.125	
M_{Ed,X}	78.000	
M_{Ed,Y}	0	
CS	3,51[V]	
N_u	3.267.347	
φ_{ve}	16	
φ_w	8	
	Lato 1	Lato 2
L	0,5	0,3
n_{rg}	1	1
n	0	0
φ	12	12

Sollecitazioni di verifica EdiLus

Valutazione contributo del rinforzo a Presso Flessione (M_{Rd})

- Calcolo Asse Neutro -

Per semplicità di studio la sezione rinforzata viene scomposta nelle due "sottosezioni":

- **Sezione A:** costituita dalla sezione esistente ($b \cdot h$) più la parte di cerchiatura sopra e sotto la sezione esistente ($2 \cdot x_m \cdot b$). Quindi, è la sezione rettangolare $b_A \cdot H = b \cdot (h + 2 \cdot x_m) = 30 \cdot (60 + 2 \cdot 5) = 30 \cdot 70$, costituita dalle seguenti armature (Figura 7.7):

$$A_{f1} = A_{f2} = 2 \phi 16 = 4,0212 \text{ cm}^2 = 402,12 \text{ mm}^2;$$

$$A_{f3} = A_{f4} = 2 \phi 12 = 2,2619 \text{ cm}^2 = 226,19 \text{ mm}^2.$$

Dove:

$A_{f1} = A_{f2}$ = armature, nei vertici inf. e sup., della sezione esistente (tondini 13, 14 e 12, 15).
 $A_{f3} = A_{f4}$ = armature nella dir. a3 (sopra e sotto) della cerchiatura (tondini 4, 5 e 6, 7).

- **Sezione B:** costituita dalla parte di cerchiatura a destra e sinistra della sezione esistente. Quindi, è la sezione rettangolare $b_B \cdot H = 2 \cdot x_m \cdot (h + 2 \cdot x_m) = 20 \cdot (60 + 2 \cdot 5) = 20 \cdot 70$, costituita dalle seguenti armature (Figura 7.7):

$$A_{f5} = A_{f6} = A_{f7} = A_{f8} = 2 \phi 12 = 2,260 \text{ cm}^2 = 226,0 \text{ mm}^2.$$

Dove:

$A_{f5} = A_{f8}$ = armature negli spigoli inf. e sup. della cerchiatura (tondini 1, 3 e 0, 2).
 $A_{f6} = A_{f7}$ = armature nella dir. a2 (Dx e Sx) della cerchiatura (tondini 8, 9 e 10, 11).

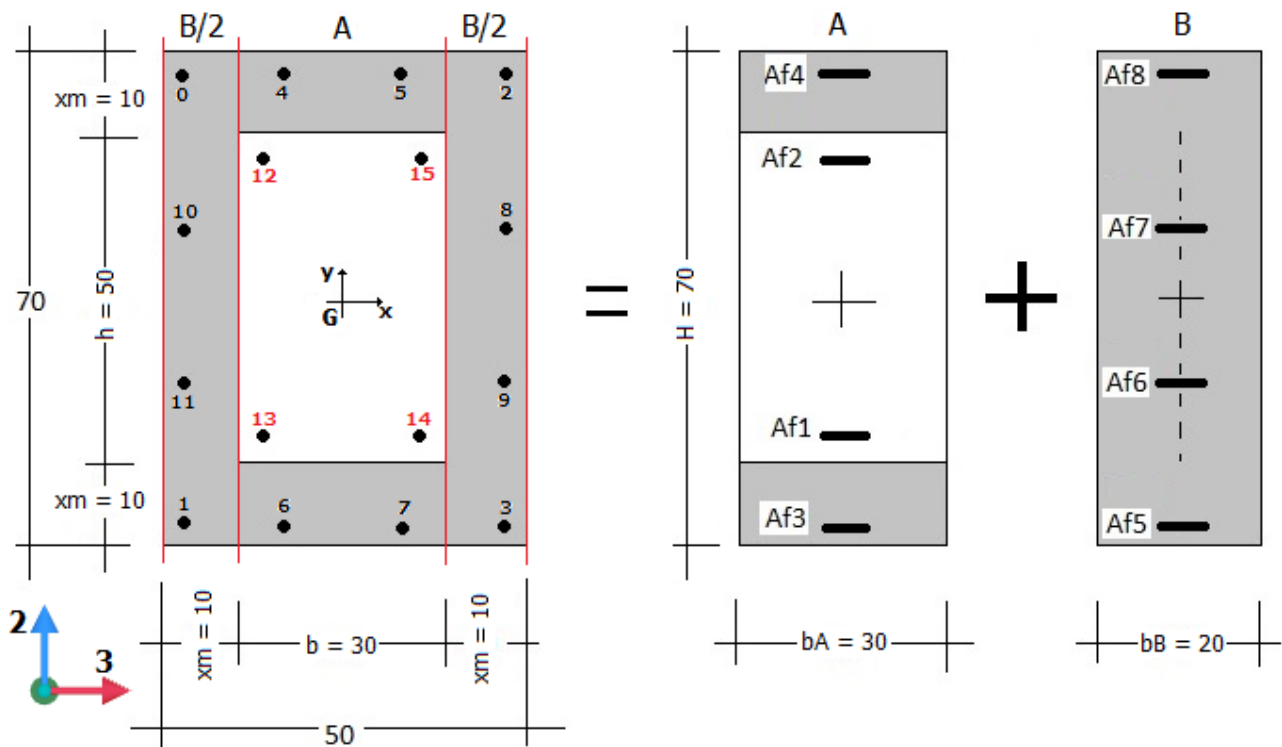


Figura 7.7: sezione rinforzata + sezioni A e B

Di seguito, si riportano le coordinate dei tondini rispetto al baricentrico (G) della sezione rinforzata:

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ϕ	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	16	16	16	16
X	-0,216	-0,216	0,216	0,216	-0,072	0,072	-0,072	0,072	0,216	0,216	-0,216	-0,216	-0,114	-0,114	0,114	0,114
Y	0,316	-0,316	0,316	-0,316	0,316	0,316	-0,316	-0,316	0,105	-0,105	0,105	-0,105	0,214	-0,214	-0,214	0,214

Nel caso in esame la posizione dell'asse neutro viene a trovarsi tra le armature A_{f2} ed A_{f4} (Figura 7.8), per cui si ha:

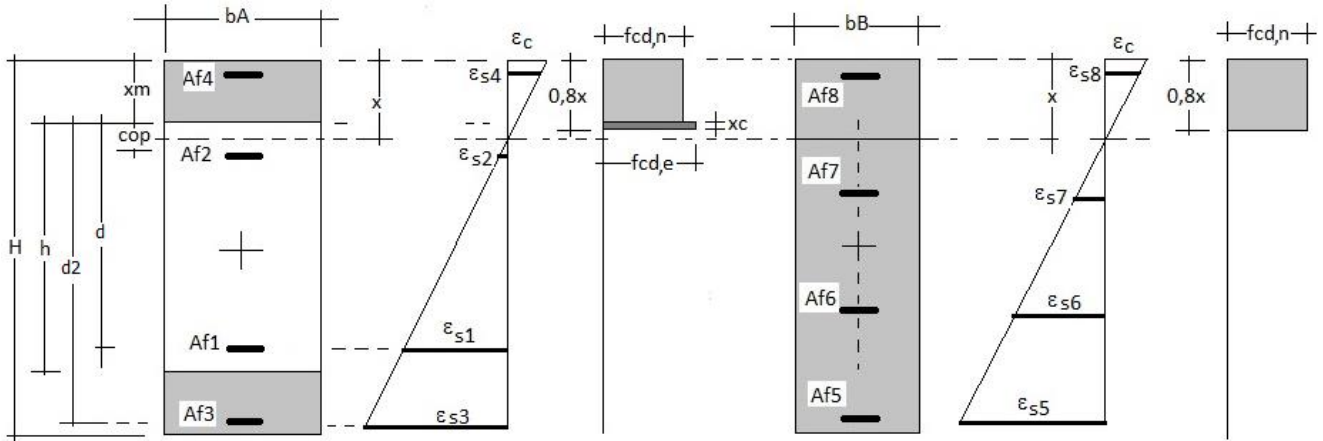


Figura 7.8: asse neutro, tensioni e deformazioni

- Equazione di Equilibrio -

Termine relativo alla **sezione A**
Termine relativo alla **sezione B**

$$x_m \cdot b_A \cdot f_{cd,n} + (0,8 \cdot x - x_m) \cdot b_A \cdot f_{cd,e} + A_{f4} \cdot \sigma_4 - A_{f1} \cdot \sigma_1 - A_{f2} \cdot \sigma_2 - A_{f3} \cdot \sigma_3 + 0,8 \cdot x \cdot b_B \cdot f_{cd,n} + A_{f8} \cdot \sigma_8 - A_{f7} \cdot \sigma_7 - A_{f6} \cdot \sigma_6 - A_{f5} \cdot \sigma_5 = N_{Ed}$$

N.B. 7.3

Il termine in grassetto va aggiunto all'espressione solo se $0,8 \cdot x > x_m$.

- Tensioni Armature -

Sezione A	Sezione B
$\sigma_1 = E_s \cdot \varepsilon_{s1}$	$\sigma_5 = E_s \cdot \varepsilon_{s5}$
$\sigma_2 = E_s \cdot \varepsilon_{s2}$	$\sigma_6 = E_s \cdot \varepsilon_{s6}$
$\sigma_3 = E_s \cdot \varepsilon_{s3}$	$\sigma_7 = E_s \cdot \varepsilon_{s7}$
$\sigma_4 = E_s \cdot \varepsilon_{s4}$	$\sigma_8 = E_s \cdot \varepsilon_{s8}$

Con $\sigma_i = \varepsilon_{si} \cdot E_s \leq f_{yd,e}$ (*acciaio esistente*) o $f_{yd,n}$ (*acciaio nuovo*) a seconda dei casi.

- Deformazioni Armature -

Sezione A	Sezione B
$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_c \cdot (y_{s1} - x) / x = 0,0035 \cdot (y_{s1} - x) / x$	$\varepsilon_{s5} = \varepsilon_c \cdot (y_{s5} - x) / x = 0,0035 \cdot (y_{s5} - x) / x$
$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_c \cdot (y_{s2} - x) / x = 0,0035 \cdot (y_{s2} - x) / x$	$\varepsilon_{s6} = \varepsilon_c \cdot (y_{s6} - x) / x = 0,0035 \cdot (y_{s6} - x) / x$
$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_c \cdot (y_{s3} - x) / x = 0,0035 \cdot (y_{s3} - x) / x$	$\varepsilon_{s7} = \varepsilon_c \cdot (y_{s7} - x) / x = 0,0035 \cdot (y_{s7} - x) / x$
$\varepsilon_{s4} = \varepsilon_c \cdot (x - cop) / x = 0,0035 \cdot (x - cop) / x$	$\varepsilon_{s8} = \varepsilon_c \cdot (x - cop) / x = 0,0035 \cdot (x - cop) / x$

Con y_{bi} che rappresenta la distanza dal lembo superiore (lembo compresso) della i -esima ($i = 1, \dots, 8$) armatura.

Da cui, per successive iterazioni si ottiene la seguente posizione dell'asse neutro:

$$x = 0,10268 \text{ m} = 10,268 \text{ cm} = \mathbf{102,68 \text{ mm.}}$$

Quindi, il diagramma di compressione taglia solo il calcestruzzo dell'incamiciatura (*niente termini in blu*). Pertanto, l'espressione corretta dell'equazione di equilibrio è:

Termine relativo alla **sezione A**
Termine relativo alla **sezione B**

$$0,8 \cdot x \cdot b_A \cdot f_{cd,n} + A_{f4} \cdot \sigma_4 - A_{f1} \cdot \sigma_1 - A_{f2} \cdot \sigma_2 - A_{f3} \cdot \sigma_3 + 0,8 \cdot x \cdot b_B \cdot f_{cd,n} + A_{f8} \cdot \sigma_8 - A_{f7} \cdot \sigma_7 - A_{f6} \cdot \sigma_6 - A_{f5} \cdot \sigma_5 = N_{Ed}$$

N.B. 7.4

Si riportano di seguito i valori di:

A_{si} : l'armatura presente ai vari livelli;

y_{si} : posizione dal lembo superiore (compreso) dei vari livelli di armatura;

Old/New: identificativo delle armature esistenti (Old) e nuove (New).

	1	2	3	4	5	6	7	8
A_s [mm²]	402,0	402,0	226,0	226,0	226,0	226,0	226,0	226,0
Y_s [mm]	566 [h+2·x _m -(x _m +cop)]	134 [x _m +cop]	666 [h+2·x _m -cop]	34 [cop]	666 [h+2·x _m -cop]	455 ^(*) [(2·h+4·x _m -cop)/3]	245 ^(*) [(h+2·x _m +cop)/3]	34 [cop]
Old/New	Old	Old	New	New	New	New	New	New

(*) valore arrotondato

Ricordando che la deformata limite allo snervamento è:

$$\varepsilon_{sy,n} = f_{yd,n}/E_s = 391,30/210000 = 0,00186335 \text{ (armature nuove).}$$

$$\varepsilon_{sy,n} = f_{yd,e}/E_s = 375,00/210000 = 0,00178571 \text{ (armature esistenti).}$$

Ponendo il valore dell'asse neutro (102,68) nelle espressioni delle deformazioni ha:

	Deformazioni	Snervata/ Elastica	Tensioni
Sezione A	$\varepsilon_{s1} = 0,0035 \cdot (y_{s1} - x)/x =$ $= 0,0035 \cdot (566 - 102,68)/102,68 = 0,01579294 > \varepsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s1} = f_{yd,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2$
	$\varepsilon_{s2} = 0,0035 \cdot (y_{s2} - x)/x =$ $= 0,0035 \cdot (134 - 102,68)/102,68 = 0,00106759 < \varepsilon_{sy,e}$	Elastica	$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 210000 \cdot 0,00106758 = 224,19 \text{ N/mm}^2$
	$\varepsilon_{s3} = 0,0035 \cdot (y_{s3} - x)/x =$ $= 0,0035 \cdot (666 - 102,68)/102,68 = 0,01920159 > \varepsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s3} = f_{yd,o} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
	$\varepsilon_{s4} = 0,0035 \cdot (x - cop)/x =$ $= 0,0035 \cdot (102,68 - 34)/102,68 = 0,00234105 > \varepsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s4} = f_{yd,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Sezione B	$\varepsilon_{s5} = 0,0035 \cdot (y_{s5} - x)/x =$ $= 0,0035 \cdot (666 - 102,68)/102,68 = 0,01920160 > \varepsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s5} = f_{yd,o} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
	$\varepsilon_{s6} = 0,0035 \cdot (y_{s6} - x)/x =$ $= 0,0035 \cdot (455 - 102,68)/102,68 = 0,01202071 > \varepsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s6} = f_{yd,o} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
	$\varepsilon_{s7} = 0,0035 \cdot (y_{s7} - x)/x =$ $= 0,0035 \cdot (245 - 102,68)/102,68 = 0,00483983 > \varepsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s7} = f_{yd,o} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
	$\varepsilon_{s8} = 0,0035 \cdot (x - cop)/x =$ $= 0,0035 \cdot (102,68 - 34)/102,68 = 0,00234106 > \varepsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s8} = f_{yd,o} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

Ponendo il valore dell'asse neutro (102,68) nell'equazione di equilibrio si ha:

$$0,8 \cdot x \cdot b \cdot A_{cd,n} + A_{f4} \cdot \sigma_{s4} - A_{f1} \cdot \sigma_{s1} - A_{f2} \cdot \sigma_{s2} - A_{f3} \cdot \sigma_{s3} + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd,n} + A_{f8} \cdot \sigma_{s8} - A_{f7} \cdot \sigma_{s7} - A_{f6} \cdot \sigma_{s6} - A_{f5} \cdot \sigma_{s5} = N_{Ed}$$

$$0,8 \cdot 102,68 \cdot 300 \cdot 14,11 + 226 \cdot 391,30 - 402 \cdot 375,00 - 402 \cdot 224,19 - 226 \cdot 391,30 +$$

$$+ 0,8 \cdot 102,68 \cdot 200 \cdot 14,11 + 226 \cdot 391,30 - 226 \cdot 391,30 - 226 \cdot 391,30 - 226 \cdot 391,30 = 164125 \text{ N}$$

$$349 \cdot 117 + 88 \cdot 435 - 150 \cdot 750 - 90 \cdot 119 - 88 \cdot 435 +$$

$$+ 232 \cdot 745 + 88 \cdot 435 - 88 \cdot 435 - 88 \cdot 435 - 88 \cdot 435 = 164125 \text{ N}$$

$$108 \cdot 248 + 55 \cdot 875 = 164125 \text{ N}$$

$$164 \cdot 123 \text{ N} \approx 164 \cdot 125 \text{ N}$$

- Calcolo Momento Resistente -

L'espressione del Momento Ultimo (M_{Rd}) calcolato rispetto al centro della sezione rinforzata (*esistente + intervento*) è la seguente:

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot (M_{Rd,A} + M_{Rd,B}) = 0,9 \cdot (176 \cdot 457 + 127 \cdot 552) = 0,9 \cdot (304 \cdot 009) = \mathbf{273 \cdot 608 \text{ Nm.}}$$

con:

$$M_{Rd,A} = \text{contributo al momento resistente della sezione A} = 176 \cdot 457 \text{ Nm.}$$

$$M_{Rd,B} = \text{contributo al momento resistente della sezione B} = 127 \cdot 552 \text{ Nm.}$$

N.B. 7.5

Il valore 0,9 viene considerato per quanto detto al § C8.7.4.2.1 "Incamicatura in c.a." (relazione C8.7.4.2) - della Circolare 21-01-2019, n. 7.

dove i due contributi delle due sezioni vengono determinati come riportato di seguito.

• Sezione A

$$M_{Rd,A} = M_{Rd,rA} + M_{Rd,As4} - M_{Rd,As2} + M_{Rd,As1} + M_{Rd,As3} = 107\,419 + 27\,969 - 19\,473 + 32\,572 + 27\,969 = 176\,457 \text{ Nm.}$$

Dove:

$$M_{Rd,rA} = \text{momento resistente dell'intervento della sezione A} = F_{Rd,rA} \cdot d_{G,rA} = 347\,716 \cdot 0,309 = 107\,419 \text{ Nm.}$$

$$F_{Rd,rA} = \text{forza resistente dell'intervento della sezione A} = 0,8 \cdot x \cdot b_A \cdot f_{cd,n} = 0,8 \cdot 102,68 \cdot 300 \cdot 14,11 = 347\,716 \text{ N.}$$

$$x = \text{posizione asse neutro} = 102,68 \text{ mm.}$$

$$b_A = \text{base della sezione A} = b \text{ (base trave esistente)} = 300 \text{ mm.}$$

$$f_{cd,n} = \text{tensioni di progetto dell'intervento (nuovo)} = 14,11 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,rA} = \text{distanza del centro di reazione dell'intervento dal centro della trave rinforzata} = (h+2 \cdot x_m)/2 - 0,8 \cdot x/2 = 309 \text{ mm} = 0,309 \text{ m.}$$

$$h = \text{altezza sezione esistente} = 500 \text{ mm.}$$

$$x_m = \text{spessore del rinforzo in direzione "2" e "3"} = 100 \text{ mm.}$$

$$x = \text{posizione asse neutro} = 102,68 \text{ mm.}$$

$$M_{Rd,As4} = \text{momento resistente dell'armatura "4" (snervata)} = F_{Rd,As4} \cdot d_{G,As4} = 88\,511 \cdot 0,316 = 27\,969 \text{ Nm.}$$

$$F_{Rd,As4} = \text{forza resistente dell'armatura "4" (snervata)} = A_{s4} \cdot \sigma_{s4} = 226,19 \cdot 391,30 = 88\,511 \text{ N.}$$

$$A_{s4} = \text{area delle armature "4"} = 226,19 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{s4} = \text{tensione nell'armatura "4"} = f_{yd,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{yd,n} = \text{tensione di snervamento dell'acciaio (nuovo)} = 391,30 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,As4} = \text{distanza dell'armatura "4" dal centro trave} = (h+2 \cdot x_m)/2 - y_{s4} = (500+2 \cdot 100)/2 - 34 = 316 \text{ mm} = 0,316 \text{ m.}$$

$$y_{s4} = \text{distanza dal bordo superiore (compresso) delle armature "4"} = \text{cop} = 34 \text{ mm.}$$

$$\text{cop} = \text{copriferro} = 34 \text{ mm.}$$

$$M_{Rd,As2} = \text{momento resistente dell'armatura "2" (elastica)} = F_{Rd,As2} \cdot d_{G,As2} = 90\,154 \cdot 0,216 = 19\,473 \text{ Nm.}$$

$$F_{Rd,As2} = \text{forza resistente dell'armatura "2" (elastica)} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 402,12 \cdot 224,19 = 90\,154 \text{ N.}$$

$$A_{s2} = \text{area delle armature "2"} = 402,12 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{s2} = \text{tensione nell'armatura "2"} = E_s \cdot \epsilon_{s2} = 210000 \cdot 0,00106758 = 224,19 \text{ N/mm}^2.$$

$$E_s = \text{modulo elastico normale acciaio} = 210000 \text{ N/mm}^2.$$

$$\epsilon_{s2} = \text{deformazione nell'armatura "2"} = 0,00106759.$$

$$d_{G,As1} = \text{distanza dell'armatura "2" dal centro trave} = (h+2 \cdot x_m)/2 - y_{s2} = (500+2 \cdot 100)/2 - 134 = 216 \text{ mm} = 0,216 \text{ m.}$$

$$y_{s2} = \text{distanza dal bordo superiore (compresso) delle armature "2"} = x_m + \text{cop} = 100 + 34 = 134 \text{ mm.}$$

$$M_{Rd,As1} = \text{momento resistente dell'armatura "1" (snervata)} = F_{Rd,As1} \cdot d_{G,As1} = 150\,796 \cdot 0,216 = 32\,572 \text{ Nm.}$$

$$F_{Rd,As1} = \text{forza resistente dell'armatura "1" (snervata)} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 402,12 \cdot 375,00 = 150\,796 \text{ N.}$$

$$A_{s1} = \text{area delle armature "1"} = 402,12 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{s1} = \text{tensione nell'armatura "1"} = f_{yd,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{yd,e} = \text{tensione di snervamento dell'acciaio (esistente)} = 375,00 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,As1} = \text{distanza dell'armatura "1" dal centro trave} = y_{s1} - (h+2 \cdot x_m)/2 = 566 - 700/2 = 216 \text{ mm} = 0,216 \text{ m.}$$

$$y_{s1} = \text{distanza dal bordo superiore (compresso) delle armature "1"} = h+2 \cdot x_m - (x_m + \text{cop}) = 500+2 \cdot 100 - 100 + 34 = 566 \text{ mm.}$$

$$h = \text{altezza sezione esistente} = 500 \text{ mm.}$$

$$M_{Rd,As3} = \text{momento resistente dell'armatura "3" (snervata)} = F_{Rd,As3} \cdot d_{G,As3} = 88\,511 \cdot 0,316 = 27\,969 \text{ Nm.}$$

$$F_{Rd,As3} = \text{forza resistente dell'armatura "3" (snervata)} = A_{s3} \cdot \sigma_{s3} = 226,19 \cdot 391,30 = 88\,511 \text{ N.}$$

$$A_{s3} = \text{area delle armature "3"} = 226,19 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{s3} = \text{tensione nell'armatura "3"} = f_{yd,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,As3} = \text{distanza dell'armatura "3" dal centro trave} = y_{s3} - (h+2 \cdot x_m)/2 = 666 - (500+2 \cdot 100)/2 = 316 \text{ mm} = 0,316 \text{ m.}$$

$$y_{s3} = \text{distanza dal bordo superiore (compresso) delle armature "3"} = h+2 \cdot x_m - \text{cop} = 500+2 \cdot 100 - 34 = 666 \text{ mm.}$$

Ricapitolando

$M_{Rd,rA}$ [Nm]	$M_{Rd,As4}$ [Nm]	$M_{Rd,As2}$ [Nm]	$M_{Rd,As1}$ [Nm]	$M_{Rd,As3}$ [Nm]	$M_{Rd,A}$ [Nm]
107 419	27 969	-19 473	32 572	27 969	176 457

• Sezione B

$$M_{Rd,B} = M_{Rd,rB} + M_{Rd,As8} - M_{Rd,As7} + M_{Rd,As6} + M_{Rd,As5} = 71\,613 + 27\,294 - 9\,294 + 9\,286 + 27\,969 = 127\,552 \text{ Nm.}$$

Dove:

$$M_{Rd,rB} = \text{momento resistente dell'intervento della sezione B} = F_{Rd,rB} \cdot d_{G,rB} = 231\,810 \cdot 0,309 = 71\,613 \text{ Nm.}$$

$$F_{Rd,rB} = \text{forza resistente dell'intervento della sezione B} = 0,8 \cdot x \cdot b_B \cdot f_{cd,n} = 0,8 \cdot 102,68 \cdot 200 \cdot 14,11 = 231\,810 \text{ N.}$$

$$x = \text{posizione asse neutro} = 102,68 \text{ mm.}$$

$$b_B = \text{base della sezione A} = 2 \cdot x_m \text{ (base trave esistente)} = 2 \cdot 100 = 200 \text{ mm.}$$

$$x_m = \text{spessore del rinforzo in direzione "2" e "3"} = 100 \text{ mm.}$$

$$f_{cd,n} = \text{tensioni di progetto dell'intervento (nuovo)} = 14,11 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,rB} = \text{distanza del centro di reazione dell'intervento dal centro della trave rinforzata} = (h+2 \cdot x_m)/2 - 0,8 \cdot x/2 = 309 \text{ mm} = 0,309 \text{ m.}$$

m.

$$h = \text{altezza sezione esistente} = 500 \text{ mm.}$$

$$x = \text{posizione asse neutro} = 102,68 \text{ mm.}$$

$M_{Rd,As8}$ = momento resistente dell'armatura "8" (snervata) = $F_{Rd,As8} \cdot d_{G,As8} = 88\,511 \cdot 0,316 = \mathbf{27\,969 Nm}$.
 $F_{Rd,As8}$ = forza resistente dell'armatura "8" (snervata) = $A_{s8} \cdot \sigma_{s8} = 226,19 \cdot 391,30 = 88\,511 N$.
 A_{s8} = area delle armature "4" = $226,19 \text{ mm}^2$.
 σ_{s8} = tensione nell'armatura "8" = $f_{yd,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.
 $f_{yd,n}$ = tensione di snervamento dell'acciaio (nuovo) = $391,30 \text{ N/mm}^2$.
 $d_{G,As8}$ = distanza dell'armatura "8" dal centro trave = $(h+2 \cdot x_m)/2 - y_{s8} = (500+2 \cdot 100)/2 - 34 = 316 \text{ mm} = 0,316 \text{ m}$.
 y_{s8} = distanza dal bordo superiore (compresso) delle armature "8" = $\text{cop} = 34 \text{ mm}$.

$M_{Rd,As7}$ = momento resistente dell'armatura "7" (snervata) = $F_{Rd,As7} \cdot d_{G,As7} = 88\,511 \cdot 0,105 = \mathbf{9\,294 Nm}$.
 $F_{Rd,As7}$ = forza resistente dell'armatura "7" (snervata) = $A_{s7} \cdot \sigma_{s7} = 226,19 \cdot 391,30 = 88\,511 N$.
 A_{s7} = area delle armature "7" = $226,19 \text{ mm}^2$.
 σ_{s7} = tensione nell'armatura "7" = $f_{yd,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.
 $d_{G,As7}$ = distanza dell'armatura "7" dal centro trave = $(h+2 \cdot x_m)/2 - y_{s7} = (500+2 \cdot 100)/2 - 245 = 105 \text{ mm} = 0,105 \text{ m}$.
 y_{s7} = distanza dal bordo superiore (compresso) delle armature "7" = $(h+2 \cdot x_m + \text{cop})/3 = 245,00 \text{ m}$ (arrotondato).

$M_{Rd,As6}$ = momento resistente dell'armatura "6" (snervata) = $F_{Rd,As6} \cdot d_{G,As6} = 88\,511 \cdot 0,105 = \mathbf{9\,294 Nm}$.
 $F_{Rd,As6}$ = forza resistente dell'armatura "6" (snervata) = $A_{s6} \cdot \sigma_{s6} = 226,19 \cdot 391,30 = 88\,511 N$.
 A_{s6} = area delle armature "6" = $226,19 \text{ mm}^2$.
 σ_{s6} = tensione nell'armatura "6" = $f_{yd,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.
 $d_{G,As6}$ = distanza dell'armatura "6" dal centro trave = $y_{s6} - (h+2 \cdot x_m)/2 = 455 - (500+2 \cdot 100)/2 = 105 \text{ mm} = 0,105 \text{ m}$.
 y_{s6} = distanza dal bordo superiore (compresso) delle armature "6" = $455,00 \text{ m}$.

$M_{Rd,As5}$ = momento resistente dell'armatura "5" (snervata) = $F_{Rd,As5} \cdot d_{G,As5} = 88\,511 \cdot 0,316 = \mathbf{27\,969 Nm}$.
 $F_{Rd,As5}$ = forza resistente dell'armatura "5" (snervata) = $A_{s5} \cdot \sigma_{s5} = 226,19 \cdot 391,30 = 88\,511 N$.
 A_{s5} = area delle armature "5" = $226,19 \text{ mm}^2$.
 σ_{s5} = tensione nell'armatura "5" = $f_{yd,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.
 $d_{G,As5}$ = distanza dell'armatura "5" dal centro trave = $y_{s5} - (h+2 \cdot x_m)/2 = 666 - (500+2 \cdot 100)/2 = 316 \text{ mm} = 0,316 \text{ m}$.
 y_{s5} = distanza dal bordo superiore (compresso) delle armature "5" = $h+2 \cdot x_m - \text{cop} = 500+2 \cdot 100 - 34 = 666 \text{ mm}$.

Ricapitolando

$M_{Rd,A}$ [Nm]	$M_{Rd,As8}$ [Nm]	$M_{Rd,As7}$ [Nm]	$M_{Rd,As6}$ [Nm]	$M_{Rd,As5}$ [Nm]	$M_{Rd,B}$ [Nm]
71 613	27 969	-9 294	9 294	27 969	127 552

Verifica a Presso Flessione

La verifica consiste nel rapporto fra il momento resistente della sezione rinforzata con il momento sollecitante. Si ha, quindi:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{273608}{78000} = 3,5078.$$

- Confronto a Presso Flessione -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Pilastro 1		Piano Terra	
Verifica1			
N_{Ed}			164.125
$M_{Ed,X}$			78.000
$M_{Ed,Y}$			0
$M_{Rd,X}$			273.608
$M_{Rd,Y}$			0
CS			3,51
N_u			-
ϕ_{ve}			16
ϕ_w			8
	Lato 1	Lato 2	
L	0,5	0,3	
n_{rg}	1	1	
n	0	0	
ϕ	12	12	
Manuale			

Pilastro 1		Piano Terra	
Verifica1			
N_{Ed}			164.125
$M_{Ed,X}$			78.000
$M_{Ed,Y}$			0
$M_{Rd,X}$			Non riportato
$M_{Rd,Y}$			Non riportato
CS			3,51[V]
N_u			3.267.347
ϕ_{ve}			16
ϕ_w			8
	Lato 1	Lato 2	
L	0,5	0,3	
n_{rg}	1	1	
n	0	0	
ϕ	12	12	
EdiLus			

Verifica a Taglio

- Calcolo resistenza di calcolo a "taglio trazione" (contributo armatura) -

Si valuta con la relazione (4.1.27) delle NTC 2018, decurtando però questo contributo di un coefficiente pari a 0,9 come indicato nella relazione (C8.7.4.1) nel § C8.7.4.2.1 della Circolare 21/01/2019 n. 7.
Per il caso in esame occorre tener conto della differenza di:

- passo tra le staffe del pilastro esistente (s_{old}) e quelle dell'incamiciatura (s_{new});
- resistenze ($f_{yd,old}$ per le staffe esistenti e $f_{yd,new}$ per le staffe nuove).

Pertanto, il contributo del taglio trazione, vale:

$$V_{Rsd}^* = 0,9 \cdot V_{Rsd} = 0,9 \cdot \left[0,9 \cdot d \cdot \left(\frac{A_{sw,old}}{s_{old}} \cdot f_{yd,old} + \frac{A_{sw,new}}{s_{new}} \cdot f_{yd,new} \right) \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \text{sen} \alpha \right].$$

Per le due direzioni si ha:

Dir. X (asse locale 3)	Dir. Y (asse locale 2)
$d_x = h_{tot,x} - c = (h_x + 2 \cdot s_3) - c =$ $= 300 + 200 - 34 = 466 \text{ mm}$ (altezza utile della sezione rinforzata in X); $h_x = b = 300 \text{ mm}$ (dimensione in X della sezione esistente); $s_3 = 100 \text{ mm}$ (spessore della camicia in direzione X); $c = c' + \phi_{sw,new} + \phi_{L,new}/2 = 20 + 8 + 6 = 34 \text{ mm}$ (copriferro di calcolo della sezione rinforzata); $c' = 2,0 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$ (copriferro/ricoprimento staffe); $\phi_{sw,new} = 8 \text{ mm}$ (diametro delle staffe nuove); $\phi_{L,new} = 12 \text{ mm}$ (diametro dei ferri longitudinali nuovi);	$d_y = h_{tot,y} - c = (h_y + 2 \cdot s_2) - c =$ $= 500 + 200 - 34 = 666 \text{ mm}$ (altezza utile della sezione rinforzata in Y); $h_y = h = 500 \text{ mm}$ (dimensione in Y della sezione esistente); $s_2 = 100 \text{ mm}$ (spessore della camicia in direzione Y);

$$\frac{A_{sw,old}}{s_{old}} = \frac{100,53}{250} = 0,402 \text{ mm};$$

$A_{sw,old} = 2 \cdot 50,26 \text{ mm}^2 = 100,53 \text{ mm}^2$ (area delle staffe esistenti);
 $s_{old} = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$ (passo delle staffe esistenti);

$$\frac{A_{sw,new}}{s_{new}} = \frac{100,53}{100} = 1,005 \text{ mm};$$

$A_{sw,new} = 2 \cdot 50,26 \text{ mm}^2 = 100,53 \text{ mm}^2$ (area delle staffe nuove);
 $s_{new} = 10 \text{ cm} = 100 \text{ mm}$ (passo delle staffe nuove);

$$f_{yd,old} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{450}{1,15 \cdot 1,20} = 326,09 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza di progetto acciaio esistente).}$$

$$f_{yd,new} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{450}{1,15} = 391,30 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza di progetto acciaio nuovo).}$$

$f_{yk} = 450,00 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio nuovo);
 $FC = 1,20$ (fattore di confidenza);
 $\gamma_s = 1,15$ (coefficiente di sicurezza dell'acciaio).

$$\left(\frac{A_{sw,old}}{s_{old}} \cdot f_{yd,old} + \frac{A_{sw,new}}{s_{new}} \cdot f_{yd,new} \right) = (0,402 \cdot 326,09 + 1,005 \cdot 391,3) = 524,51 \text{ N/mm.}$$

$\alpha = 90^\circ$ (angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse del pilastro);
 $\text{ctg} \alpha = 0;$

$\text{ctg} \theta = 2,5.$

$$V_{Rsd}^* = 0,9 \cdot [0,9 \cdot 466 \cdot 524,51 \cdot (0 + 2,5) \cdot 1] =$$

$$= \mathbf{494\ 953\ N.}$$

$$V_{Rsd}^* = 0,9 \cdot [0,9 \cdot 666 \cdot 524,51 \cdot (0 + 2,5) \cdot 1] =$$

$$= \mathbf{707\ 380\ N.}$$

- Calcolo resistenza di calcolo a "taglio compressione" (contributo cls) -

L'espressione della resistenza di calcolo a Taglio Compressione del calcestruzzo d'anima, si determina con la (4.1.28) delle NTC 2018, decurtando però questo contributo di un coefficiente pari a 0,9 come indicato nella relazione (C8.7.4.1) nel § C8.7.4.2.1 della Circolare 21-01-2019 n. 7:

$$V_{Rcd}^* = 0,9 \cdot V_{Rcd} = 0,9 \cdot \left[0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \left(\frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \right) \right]$$

Per il caso in esame occorre tener conto che:

- occorre adoperare le resistenze meccaniche per comportamento fragile;
- si utilizzano le aree specifiche per la resistenza a taglio ($d \cdot b_w$).

Quindi, per le due direzioni si ha:

Dir. X (asse locale 3)	Dir. Y (asse locale 2)
$d_X = h_{tot,X} - c = (b + 2 \cdot s_3) - c =$ $= 300 + 200 - 34 = 466 \text{ mm}$ (altezza utile della sezione rinforzata in X);	$d_Y = h_{tot,Y} - c = (h + 2 \cdot s_2) - c =$ $= 500 + 200 - 34 = 666 \text{ mm}$ (altezza utile della sezione rinforzata in Y);
$b = 300 \text{ mm}$ (dimensione in X della sezione esistente); $s_3 = 100 \text{ mm}$ (spessore della camicia in direzione X); $c = 34 \text{ mm}$ (copriferro di calcolo della sezione rinforzata); $b_w = h_{tot,Y} = 700 \text{ mm}$ (dimensione della sezione rinforzata in Y).	$h = 500 \text{ mm}$ (dimensione in Y della sezione esistente); $s_2 = 100 \text{ mm}$ (spessore della camicia in direzione Y); $b_w = h_{tot,X} = 500 \text{ mm}$ (dimensione della sezione rinforzata in X).

$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd,m}^* = 1 + 0,361 / 14,361964 = 1,0251 \text{ (essendo } 0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd,m}^* = 3,59 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{cp} = N / (A_{rinf}) = 126250 / 350000 = 0,361 \text{ N/mm}^2 \text{ (tensione media di compressione nella sezione).}$$

$$N = F_z + P_{rinf} = 100000 + 26250 = 126250 \text{ N [sforzo normale agente sulla sezione rinforzata (Carico Concentrato + Peso Pilastro Esistente + Peso Incamiciatura)].}$$

$$F_z = 100\,000 \text{ N (forza verticale applicata);}$$

$$P_{rinf} = P_{pil} + P_{cnc} = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3,00 \cdot 25000 = 26250 \text{ N (peso del pilastro rinforzato = esistente + incamiciatura).}$$

$$A_{rinf} = B \cdot H = 500 \cdot 700 = 350000 \text{ mm}^2 \text{ (area della sezione rinforzata);}$$

$$B = b + 2 \cdot s_3 = 300 + 2 \cdot 100 = 500 \text{ mm (base della sezione rinforzata);}$$

$$b = h_x = 300 \text{ mm (dimensione in X della sezione esistente);}$$

$$s_3 = 100 \text{ mm (spessore della camicia in direzione X).}$$

$$H = h + 2 \cdot s_2 = 700 \text{ mm (altezza della sezione rinforzata);}$$

$$h = h_y = 500 \text{ mm (dimensione in Y della sezione esistente);}$$

$$s_2 = 100 \text{ mm (spessore della camicia in direzione Y).}$$

$$f_{cd,m}^* = 14,361964 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza a compressione media di progetto della sezione in cls - N.B. 7.6).}$$

$$f_{cd}' = 0,5 \cdot f_{cd,m}^* = 0,5 \cdot 12,127449 \text{ N/mm}^2 =$$

 $= 6,063724 \text{ N/mm}^2$

(resistenza a compressione ridotta del cls d'anima in X);

$$f_{cd,m} = 12,127449 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza a compressione media di progetto della sezione in cls - N.B. 7.7);}$$

$$f_{cd}' = 0,5 \cdot f_{cd,m}^* = 0,5 \cdot 12,167934 \text{ N/mm}^2 =$$

 $= 6,083966 \text{ N/mm}^2$

(resistenza a compressione ridotta del cls d'anima in Y);

$$f_{cd,m} = 12,561525 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza a compressione media di progetto della sezione in cls - N.B. 7.7);}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse del pilastro);}$$

$$\cot \alpha = 0.$$

$$\cot \theta = 2,5.$$

$$V_{Rcd}^* = 0,9 \cdot [0,9 \cdot 466 \cdot 700 \cdot 1,0251 \cdot 6,06 \cdot (0+2,5) / (1+2,5^2)] =$$

 $= \mathbf{566\,348 \text{ N.}}$

$$V_{Rcd}^* = 0,9 \cdot [0,9 \cdot 666 \cdot 500 \cdot 1,0251 \cdot 6,08 \cdot (0+2,5) / (1+2,5^2)] =$$

 $= \mathbf{580\,084 \text{ N.}}$

N.B. 7.6

Per tener conto che la sezione è costituita da due calcestruzzi differenti, la $f_{cd,m}^*$ (utilizzata per il calcolo di α_c) viene calcolata mediante la seguente media pesata delle resistenze dei due calcestruzzi rispetto alle rispettive superfici:

$$f_{cd,m}^* = [f_{cd}^{(old)} \cdot A_{old} + f_{cd}^{(new)} \cdot (A_{rinf} - A_{old})] / A_{rinf}$$

Dove:

$$A_{old} = b \cdot h = 300 \cdot 500 = 150\,000 \text{ mm}^2 \text{ (area del pilastro esistente);}$$

$$b = h_x = 300 \text{ mm (dimensione in X della sezione esistente);}$$

$$h = h_y = 500 \text{ mm (dimensione in Y della sezione esistente);}$$

$A_{\text{rinf}} = B H = 500 \cdot 700 = \mathbf{350\,000\,mm^2}$ (area della sezione rinforzata);

$f_{\text{cd,N}}^{(\text{old})} = 25 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / 1,20 = \mathbf{14,697917\,N/mm^2}$ (resistenza di progetto del cls esistente - NON quella per meccanismo fragile);

$f_{\text{cd}}^{(\text{new})} = 30 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / 1,5 = \mathbf{14,110000\,N/mm^2}$ (resistenza di progetto del calcestruzzo dell'intervento).

Quindi:

$$f_{\text{cd,m}}^* = [14,697917 \cdot 150000 + 14,11 \cdot (350000 - 150000)] / 350000 = \mathbf{14,361964\,N/mm^2}.$$

Quindi, nel calcolo di α_c si considerano le caratteristiche della sezione soggetta a sola compressione, ragion per cui si adoperano le relative geometrie e resistenze "duttill".

N.B. 7.7

Per tener conto che la sezione è costituita da due calcestruzzi differenti, la $f_{\text{cd,m}}$ (utilizzata per il calcolo di f'_{cd}) viene calcolata mediante la seguente media pesata delle resistenze dei due calcestruzzi rispetto alle rispettive superfici:

$$f_{\text{cd,m}} = [f_{\text{cd,T}}^{(\text{old})} \cdot A_{\text{old}} + f_{\text{cd,T}}^{(\text{new})} \cdot (A_{\text{r,T}} - A_{\text{old}})] / (A_{\text{r,T}}).$$

Nelle due direzioni si ha:

Dir. X (asse locale 3)	Dir. Y (asse locale 2)
$A_{\text{old}} = \mathbf{150\,000\,mm^2}$;	
$A_{\text{r,T}} = H d_x = (h + 2 \cdot s_2) [(b + 2 \cdot s_3) - c] =$ $= (500 + 2 \cdot 100) [(300 + 2 \cdot 100) - 34] =$ $= 700 \cdot 466 = \mathbf{326\,200\,mm^2}$ (area della sezione rinforzata al netto del copriferro in X);	$A_{\text{r,T}} = H d_y = (B + 2 \cdot s_3) [(h + 2 \cdot s_2) - c] =$ $= (300 + 2 \cdot 100) [(500 + 2 \cdot 100) - 34] =$ $= 500 \cdot 666 = \mathbf{333\,200\,mm^2}$ (area della sezione rinforzata al netto del copriferro in Y);
$c = 34\,mm$ (copriferro di calcolo della sezione rinforzata);	
$f_{\text{cd}}^{(\text{new})} = f_{\text{cd,T}}^{(\text{new})} = 30 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / 1,5 = \mathbf{14,110000\,N/mm^2}$ (resistenza di progetto del calcestruzzo dell'intervento);	
$f_{\text{cd,T}}^{(\text{old})} = 25 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / (1,50 \cdot 1,20) = \mathbf{9,798612\,N/mm^2}$ (resistenza di progetto del cls esistente PER meccanismo fragile).	
Quindi: $f_{\text{cd,m}} = [9,798612 \cdot 150000 + 14,11 \cdot (326200 - 150000)] / (326200) =$ $= \mathbf{12,127449\,N/mm^2}.$	Quindi: $f_{\text{cd,m}} = [9,798612 \cdot 150000 + 14,11 \cdot (333000 - 150000)] / (333000) =$ $= \mathbf{12,167934\,N/mm^2}.$

Quindi, in questo caso vengono adoperate le geometrie relative all'area per resistenza a taglio e relative resistenze "fragill" per il fatto che il meccanismo di rottura a taglio è di natura fragile.

- Confronto a Taglio -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Pilastro 1	Piano Terra	
	Verifica1	
Dir	X	Y
V_{Ed}	-	-
CS	-	-
V_{Rcd}	566.348	580.084
$V_{\text{Rsd,s}}$	494.953	707.380
$V_{\text{Rd,f}}$	-	-
$V_{\text{Rd,i}}$	-	-
A_{sw}	-	-
S_{Asw}	-	-

Manuale

Pilastro 1	Piano Terra	
	Verifica1	
Dir	X	Y
V_{Ed}	34.868	52.151
CS		11,12
V_{Rcd}	566.348	580.084
$V_{\text{Rsd,s}}$	494.949	707.373
$V_{\text{Rd,f}}$	0	0
$V_{\text{Rd,i}}$	0	0
A_{sw}	0,04021	0,04021
S_{Asw}		25

EdiLus

8 (CA-Old) - Test di Validazione n.08 (Incamicatura in AC Pilastro)

Titolo: **Verifica pilastro in CA rinforzato con incamicatura in acciaio.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_Crc_AC_Pil.EDL.**

Di seguito si riporta la procedura di verifica a taglio di un pilastro in CA rinforzato con una camicia in acciaio. Questo tipo di intervento consente di incrementare la resistenza a taglio della sezione.

Dati Pilastro

Lo schema di calcolo adoperato è quello di un pilastro incastrato alla base (sottoposto ad un'azione verticale ed una orizzontale - *Figura 8.1 e Figura 8.2*) che presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 3,00 m.

base (b) = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.

Altezza (h) = 0,50 m = 50 cm = 500 mm.

Tipo situazione = di Fatto.

Livello di Conoscenza (LC) = LC2 (*Adeguato*).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale Trave= Cls C20/25_B450C.

$$f_{cd,e} = \text{resistenza di progetto a compressione cilindrica del cls (esistente)} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / (FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 25 / (1,20 \cdot 1,0) = 14,70 \text{ N/mm}^2.$$

$$R_{ck} = \text{resistenza caratteristica cubica a compressione del cls (esistente)} = 25,00 \text{ N/mm}^2.$$

$$\gamma_c = \text{coefficiente di sicurezza allo SLU del Cls} = 1,5 \text{ (considerato pari ad 1 essendo il calcolo senza sisma)}.$$

$$\varepsilon_{cu} = \text{deformazione ultima cls} = 0,0035.$$

$$E_s = E_{s,e} = \text{modulo elastico normale dell'armatura esistente} = 210000 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{yd,e} = \text{resistenza di progetto a snervamento dell'acciaio (esistente)} = f_{yk} / (FC \cdot \gamma_s) = 450 / (1,20 \cdot 1,00) = 375,00 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{yk} = \text{resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio} = 450 \text{ N/mm}^2.$$

$$\gamma_s = \text{coefficiente di sicurezza allo SLU dell'acciaio} = 1,15 \text{ (considerato pari ad 1 essendo il calcolo senza sisma)}.$$

Diametro armature nei vertici (ϕ_v) = 16 mm.

Armature superiore (A_{f2}) = 2 $\phi 16$ = 402,12 mm² (*solo nei vertici*).

Armature inferiore (A_{f1}) = 2 $\phi 16$ = 402,12 mm² (*solo nei vertici*).

Diametro staffe (ϕ_{st}) = 8 mm.

Ricoprimento (c) = 20 mm (*copriferro in EdiLus*).

Copriferro (d') = c + ϕ_{st} + $\phi_v/2$ = 20 + 8 + 16/2 = 36 mm.

Altezza utile (d) = h - d' = 500 mm - 36 mm = 464 mm.

Carichi

forza orizzontale (F_v) di 20 000 N [CC Permanente; direzione +Y (globale); *Figura 8.3*].

forza verticale (F_z) di 200 000 N [CC Permanente; direzione -Z (globale); *Figura 8.3*].

peso proprio pilastro (q_{pil} = 3 750 N/m).

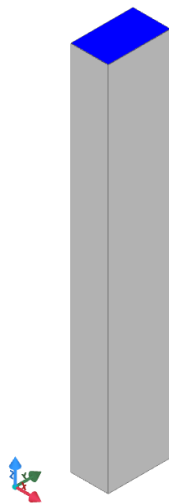


Figura 8.1: vista - "Editor 3D"

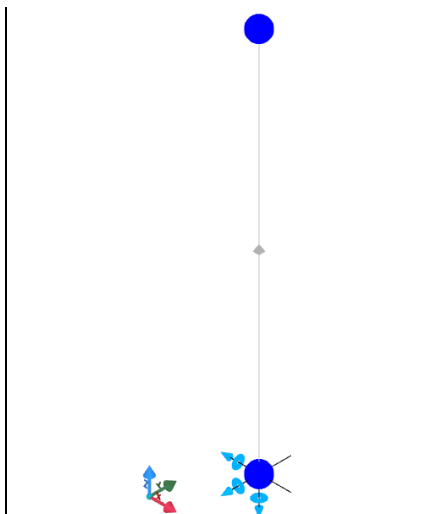


Figura 8.2: vista - "Strutturale + Vincoli"

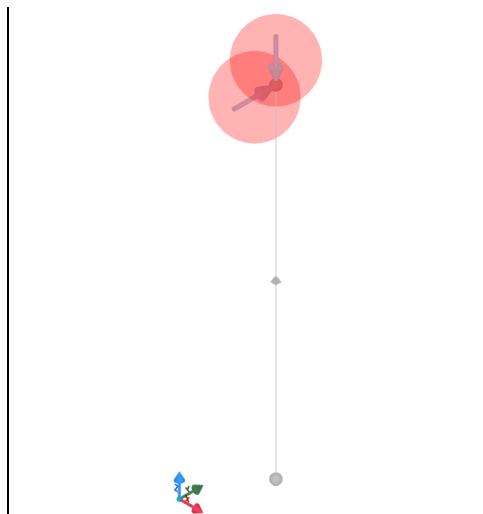


Figura 8.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Dati Intervento

L'intervento "Incamiciatura in Acciaio" utilizzato presenta le seguenti caratteristiche (Figura 8.4):

Materiale= S235.

$E_s = E_{s,n}$ = modulo elastico normale dell'acciaio nuovo = 210000 N/mm².

f_{yk} = resistenza caratteristica a snervamento = 235 N/mm².

γ_{M0} = coefficiente di sicurezza allo SLU = 1,05 (Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4).

$f_{yd,n}$ = resistenza caratteristica a snervamento = 235/1,05 = 223,81 N/mm².

Rinforzo con angolari d'angolo e calastrelli

Profilo Angolari: L 80x80x10.

Area profilo (A_{pr}) = 15,10 cm².

Altezza calastrello (h_c) = 100 mm.

Spessore calastrello (t_c) = 10 mm.

Interasse calastrelli (s_c) = 200 mm.

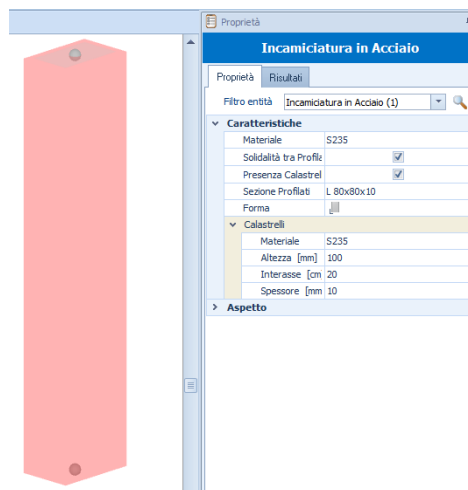


Figura 8.4: vista - "Interventi CA + proprietà intervento"

Sollecitazioni di Verifica

Rivolgiamo l'attenzione alla sezione di piede del pilastro (%LLi = 0%).

In tale sezione le sollecitazioni di progetto valgono:

Momento di progetto (M_{Ed})	Sforzo Normale di progetto (N_{Ed})
Essendo lo schema di calcolo quello di una "trave" a mensola si ha: $M_{Ed} = 1,3 \cdot F_Y \cdot L = 1,3 \cdot 20\,000 \text{ N} \cdot 3,00 \text{ m} =$ = 78 000 Nm.	Questo è dato da: $N_{Ed} = 1,3 \cdot (F_Z + p_{pil}) = 1,3 \cdot (200000 + 11250) =$ = 1,3 \cdot 211\,250 \text{ N} = 274 625 N.
Con: F_Y = forza orizzontale applicata = 20 000 N; L = lunghezza pilastro = 3,00 m.	Con: F_Z = forza verticale applicata = 200000 N; $p_{pil} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 3,00 \cdot 25000 = 11250 \text{ N}.$

Per cui nella sezione in esame si hanno le seguenti sollecitazioni di progetto:

$N_{Ed} = 274\,625 \text{ N};$

$M_{Ed} = 78\,000 \text{ Nm}.$

Pilastro 1	Piano Terra	
Verifica1		
N_{Ed}	274.625	
$M_{Ed,x}$	78.000	
$M_{Ed,y}$	0	
CS	5,70[V]	
N_u	4.833.095	
ϕ_{ve}	16	
ϕ_w	8	
	Lato 1	Lato 2
L	0,5	0,3
n_{rg}	1	1
n	0	0
ϕ	12	12

Valutazione contributo del rinforzo a Presso Flessione (M_{Rd})

- Calcolo Asse Neutro -

Per semplicità di studio i profili ad L, posizionati negli spigoli, vengono schematizzati mediante due sezioni rettangolari R_1 (orizzontale di dimensioni $L_{R1} \times S_{R1}$) ed R_2 (verticale di dimensioni $L_{R2} \times S_{R2}$) aventi le seguenti caratteristiche:

- la somma delle aree dei due rettangoli è uguale a quella del profilo ad L ($A_{R1} + A_{R2} = A_{pr}$);
- le aree dei rettangoli R1 ed R2 vengono concentrate nei rispettivi baricentri (*Figura 8.5 e N.B. 8.1*).

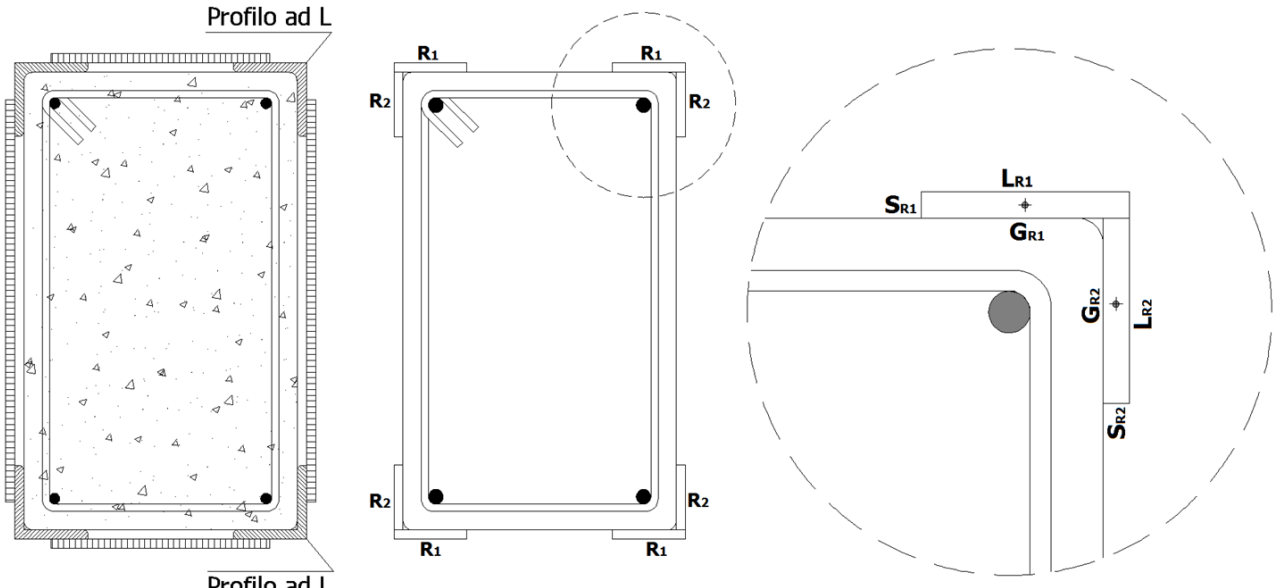


Figura 8.5: schematizzazione dei profili ad "L"

N.B. 8.1

Nel valutare lo sforzo normale ed il momento della sezione soggetta ad una certa rotazione la suddivisione in rettangoli (con area concentrata nei propri baricentri) porterà ad un'approssimazione (in termini di deformazione e tensione) legata alla mancata considerazione della loro estensione in X/Y ... portata in conto dal programma mediante la modellazione a fibre.

Per cui, per il caso in esame, il profilo ad L 80x80x10 ($A_{pr} = 1510 \text{ mm}^2$) viene schematizzato nei due rettangoli aventi le seguenti dimensioni:

Rettangolo R ₁ (orizzontale)	Rettangolo R ₂ (verticale)
$L_{R1} = 80 \text{ mm};$ $S_{R1} = 10 \text{ mm};$ $A_{R1} = 800 \text{ mm}^2.$	$L_{R2} = 71 \text{ mm};$ $S_{R2} = 10 \text{ mm};$ $A_{R2} = 710 \text{ mm}^2.$
$A_{R1} + A_{R2} = (800 + 710) \text{ mm}^2 = 1510 \text{ mm}^2.$	

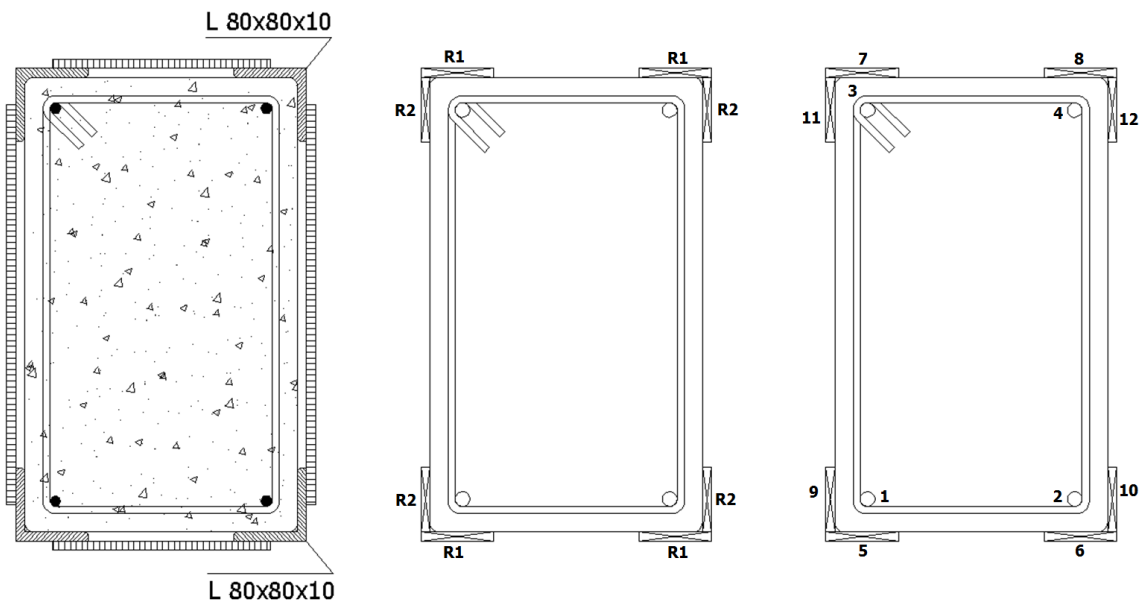


Figura 8.6: schematizzazione dei profili ad "L" e delle aree di "armatura"

Con riferimento alla *Figura 8.6*, si riportano di seguito le armature considerate nei successive calcoli:

$A_{s1,2} = A_{f1} = 402,12 \text{ mm}^2$ [area dell'armatura esistente "inferiore" (tondino 1 + 2)];
 $A_{s3,4} = A_{f2} = 402,12 \text{ mm}^2$ [area dell'armatura esistente "superiore" (tondino 3 + 4)];
 $A_{s5,6} = 2 \cdot A_{R1} = 2 \cdot 800 = 1600 \text{ mm}^2$ [area dei rettangoli R_1 posizionati inferiormente (rettangolo 5 + 6)];
 $A_{s7,8} = 2 \cdot A_{R1} = 2 \cdot 800 = 1600 \text{ mm}^2$ [area dei rettangoli R_1 posizionati superiormente (rettangolo 7 + 8)];
 $A_{s9,10} = 2 \cdot A_{R2} = 2 \cdot 710 = 1420 \text{ mm}^2$ [area dei rettangoli R_2 posizionati inferiormente (rettangolo 9 + 10)];
 $A_{s11,12} = 2 \cdot A_{R2} = 2 \cdot 710 = 1420 \text{ mm}^2$ [area dei rettangoli R_2 posizionati superiormente (rettangolo 11 + 12)].

Nel caso in esame la posizione dell'asse neutro viene a trovarsi tra le armature $A_{s1,2}$ (A_{f1}) ed $A_{s3,4}$ (A_{f2}) (Figura 8.7), per cui si ha:

- **Equazione di Equilibrio alla traslazione** (legame cls Stress Block) -

$$0,8 \cdot Y_n \cdot b \cdot f_{cd,e} - A_{s1,2} \cdot \sigma_{s1,2} + A_{s3,4} \cdot \sigma_{s3,4} - A_{s5,6} \cdot \sigma_{s5,6} + A_{s7,8} \cdot \sigma_{s7,8} - A_{s9,10} \cdot \sigma_{s9,10} + A_{s11,12} \cdot \sigma_{s11,12} = N_{Ed} \quad (274\,625 \text{ N}).$$

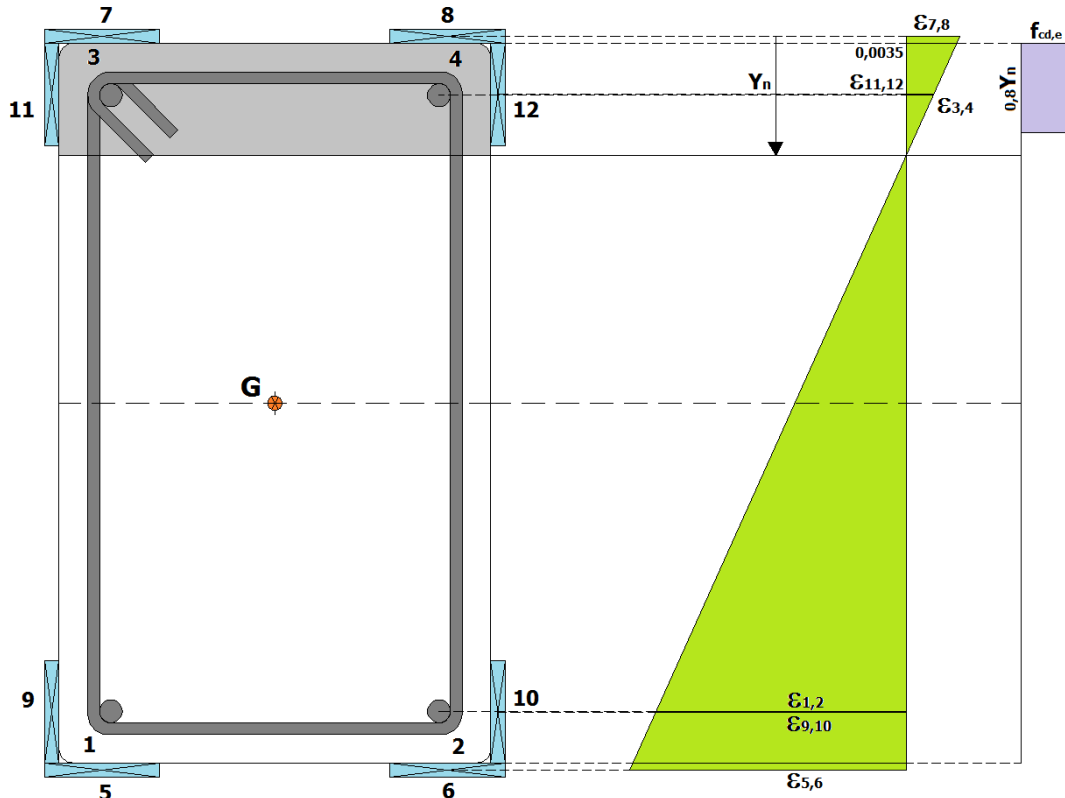


Figura 8.7: posizione asse neutro e relative deformazioni acciaio e tensioni CA

- **Tensioni Armature** -

$\sigma_{s1,2} = E_{s,e} \cdot \epsilon_{s1,2}$ = tensione nei tondini di armatura "inferiore" esistenti;
 $\sigma_{s3,4} = E_{s,e} \cdot \epsilon_{s3,4}$ = tensione nei tondino di armatura "superiore" esistente;
 $\sigma_{s5,6} = E_{s,n} \cdot \epsilon_{s5,6}$ = tensione nei profili superiori relativamente ai rettangoli R_1 ;
 $\sigma_{s7,8} = E_{s,n} \cdot \epsilon_{s7,8}$ = tensione nei profili inferiori relativamente ai rettangoli R_1 ;
 $\sigma_{s9,10} = E_{s,n} \cdot \epsilon_{s9,10}$ = tensione nei profili superiori relativamente ai rettangoli R_2 ;
 $\sigma_{s11,12} = E_{s,n} \cdot \epsilon_{s11,12}$ = tensione nei profili inferiori relativamente ai rettangoli R_2 .

Dove, a seconda dei casi, $\sigma_{si,j} = \epsilon_{si,j} \cdot E_s \leq f_{yd,e}$ (acciaio esistente) o $f_{yd,n}$ (acciaio nuovo).

- **Deformazioni Armature** -

$\epsilon_{s1,2} = \epsilon_c \cdot (h - d' - Y_n) / Y_n$;
 $\epsilon_{s3,4} = \epsilon_c \cdot (Y_n - d') / Y_n$;
 $\epsilon_{s5,6} = \epsilon_c \cdot (h + S_{R1} / 2 - Y_n) / Y_n$;
 $\epsilon_{s7,8} = \epsilon_c \cdot (Y_n + S_{R1} / 2) / Y_n$;
 $\epsilon_{s9,10} = \epsilon_c \cdot (h - Y_n - L_{R2} / 2) / Y_n$;
 $\epsilon_{s11,12} = \epsilon_c \cdot (Y_n - L_{R2} / 2) / Y_n$.

Da cui, per successive iterazioni si ottiene la seguente posizione dell'asse neutro:

$$Y_n = 0,0778526 \text{ m} = 7,78526 \text{ cm} = \mathbf{77,8526 \text{ mm}} \quad (N.B. \ 8.2).$$

N.B. 8.2

Si riportano di seguito i valori di:

A_{si} : l'armatura presente ai vari livelli (ordinata dall'alto verso il basso);
 Y_{si} : posizione dal lembo superiore (*compresso*) dei vari livelli di armatura;
 Old/New: identificativo delle armature esistenti (*Old*) e nuove (*New*).

Livello (L.)	1	2	3	4	5	6
Armature	7-8	11-12	3-4	1-2	9-10	5-6
A_s [mm ²]	1600,00	1420,0	402,12	402,12	1420,0	1600,00
Y_s [mm]	5,00 [S _{R1} /2]	35,50 [L _{R2} /2]	36,00 [d']	464,00 [h-d']	464,50 [h-L _{R2} /2]	505,00 [h+S _{R1} /2]
Old/New	<i>New</i>	<i>New</i>	<i>Old</i>	<i>Old</i>	<i>New</i>	<i>New</i>

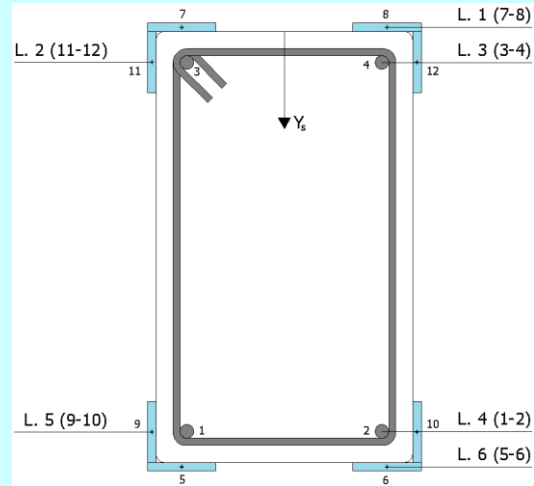
Ricordiamo che la deformata limite allo snervamento è:

armature nuove - profili in acciaio

$$\epsilon_{sy,n} = f_{yd,n}/E_s = 223,81/210000 = 0,00106576.$$

armature esistenti

$$\epsilon_{sy,e} = f_{yd,e}/E_s = 375,00/210000 = 0,00178571.$$



Ponendo il valore dell'asse neutro (77,8526) nelle espressioni delle deformazioni, per i vari livelli di armatura si ha:

	Deformazioni	Snervata/Elastica	Tensioni
1	$\epsilon_{s7,8} = \epsilon_c \cdot (Y_n + Y_{s1})/Y_n = 0,0035 \cdot (Y_n + S_{R1}/2)/Y_n = 0,0035 \cdot (77,85 + 5)/77,85 = 0,00372478 > \epsilon_{sy,n}$	Snervata	$\sigma_{s7,8} = f_{yd,n} = 223,81 \text{ N/mm}^2$
2	$\epsilon_{s11,12} = \epsilon_c \cdot (Y_n - Y_{s2})/Y_n = 0,0035 \cdot (Y_n - L_{R2}/2)/Y_n = 0,0035 \cdot (77,85 - 35,50)/77,85 = 0,00190404 > \epsilon_{sy,n}$	Snervata	$\sigma_{s11,12} = f_{yd,n} = 223,81 \text{ N/mm}^2$
3	$\epsilon_{s3,4} = \epsilon_c \cdot (Y_n - Y_{s3})/Y_n = 0,0035 \cdot (Y_n - d')/Y_n = 0,0035 \cdot (77,85 - 36)/77,85 = 0,00188156 > \epsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s3,4} = f_{yd,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2$
4	$\epsilon_{s1,2} = \epsilon_c \cdot (Y_{s4} - Y_n)/Y_n = 0,0035 \cdot (h - d' - Y_n)/Y_n = 0,0035 \cdot (500 - 36 - 77,85)/77,85 = 0,01735994 > \epsilon_{sy,e}$	Snervata	$\sigma_{s1,2} = f_{yd,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2$
5	$\epsilon_{s9,10} = \epsilon_c \cdot (Y_{s5} - Y_n)/Y_n = 0,0035 \cdot (h - L_{R2}/2 - Y_n)/Y_n = 0,0035 \cdot (500 - 35,50 - 77,85)/77,85 = 0,01738241 > \epsilon_{sy,n}$	Snervata	$\sigma_{s9,10} = f_{yd,n} = 223,81 \text{ N/mm}^2$
6	$\epsilon_{s5,6} = \epsilon_c \cdot (Y_{s6} - Y_n)/Y_n = 0,0035 \cdot (h + S_{R1}/2 - Y_n)/Y_n = 0,0035 \cdot (500 + 5 - 77,85)/77,85 = 0,01920316 > \epsilon_{sy,n}$	Snervata	$\sigma_{s5,6} = f_{yd,n} = 223,81 \text{ N/mm}^2$

Ponendo il valore dell'asse neutro (77,8526) nell'equazione di equilibrio si ha:

$$0,8 \cdot Y_n \cdot b \cdot f_{cd,rc} \cdot A_{s1,2} \cdot \sigma_{s1,2} + A_{s3,4} \cdot \sigma_{s3,4} - A_{s5,6} \cdot \sigma_{s5,6} + A_{s7,8} \cdot \sigma_{s7,8} - A_{s9,10} \cdot \sigma_{s9,10} + A_{s11,12} \cdot \sigma_{s11,12} = N_{Ed}$$

$$0,8 \cdot 77,85 \cdot 300 \cdot 14,70 \cdot 402,12 \cdot 375,00 + 402,12 \cdot 375,00 - 1600,00 \cdot 223,81 + 1600,00 \cdot 223,81 - 1420,00 \cdot 223,81 + 1420,00 \cdot 223,81 =$$

$$= 274 625 - 150 796 + 150 796 + 358 095 - 358 095 + 317 810 - 317 810 =$$

$$= \mathbf{274 625 \text{ N} \approx 274 625 \text{ N}}$$

- Calcolo Momento Resistente -

L'espressione del Momento Ultimo (M_{Rd}) calcolato rispetto al centro della sezione rinforzata (*esistente + intervento*) è la seguente:

$$M_{Rd} = M_{Rd,Cls} + M_{Rd,As1,2} + M_{Rd,As3,4} + M_{Rd,As5,6} + M_{Rd,As7,8} + M_{Rd,As9,10} + M_{Rd,As11,12} =$$

$$= 60 104 + 32 270 + 32 270 + 91 314 + 91 314 + 68 170 + 68 170 = \mathbf{443 614 \text{ Nm.}}$$

Con:

- $M_{Rd,Cls}$ = contributo al momento resistente del Cls esistente = 60 104 Nm.
- $M_{Rd,As1,2}$ = contributo al momento resistente dell'armatura esistente "1-2" = 32 270 Nm.
- $M_{Rd,As3,4}$ = contributo al momento resistente dell'armatura esistente "3-4" = 32 270 Nm.
- $M_{Rd,As5,6}$ = contributo al momento resistente dell'armatura nuova "5-6" = 91 314 Nm.
- $M_{Rd,As7,8}$ = contributo al momento resistente dell'armatura nuova "7-8" = 91 314 Nm.
- $M_{Rd,As9,10}$ = contributo al momento resistente dell'armatura nuova "9-10" = 68 170 Nm.
- $M_{Rd,As11,12}$ = contributo al momento resistente dell'armatura nuova "11-12" = 68 170 Nm.

I vari contributi vengono determinati come riportato di seguito.

$$M_{Rd,Cls} = \text{contributo al momento resistente del Cls esistente} = F_{Rd,Cls} \cdot d_{G,Cls} = 274625 \cdot 0,219 = \mathbf{60\ 104\ Nm.}$$

$$F_{Rd,Cls} = \text{forza resistente della parte di Cls compresso} = 0,8 \cdot Y_n \cdot b \cdot f_{cd,e} = 0,8 \cdot 77,85 \cdot 300 \cdot 14,70 = 274\ 625\ N.$$

$$Y_n = \text{posizione asse neutro} = 77,85\ \text{mm.}$$

$$b = \text{base del pilastro} = 300\ \text{mm.}$$

$$f_{cd,e} = \text{tensioni di progetto del cls (esistente)} = 14,70\ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,Cls} = \text{distanza del centro di reazione del Cls dal centro della trave rinforzata} = h/2 - 0,8 \cdot Y_n/2 = 218,86\ \text{mm} = 0,219\ \text{m.}$$

$$h = \text{altezza sezione esistente} = 500\ \text{mm.}$$

$$Y_n = \text{posizione asse neutro} = 77,85\ \text{mm.}$$

$$M_{Rd,As1,2} = \text{contributo al momento resistente dell'armatura esistente "1-2" (snervata)} = F_{Rd,As1,2} \cdot d_{G,As1,2} = 150795 \cdot 0,214 = \mathbf{32\ 270\ Nm.}$$

$$F_{Rd,As1,2} = \text{forza resistente dell'armatura "1-2" (snervata)} = A_{s1,2} \cdot \sigma_{s1,2} = 402,12 \cdot 375,00 = 150\ 795\ N.$$

$$A_{s1,2} = \text{area delle armature esistenti "1-2"} = 402,12\ \text{mm}^2.$$

$$\sigma_{s1,2} = \text{tensione nell'armatura "1-2"} = f_{yd,e} = 375,00\ \text{N/mm}^2.$$

$$f_{yd,e} = \text{tensione di snervamento dell'acciaio (esistente)} = 375,00\ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,As1,2} = \text{distanza dell'armatura "1,2" dal centro del pilastro} = h/2 - d' = 500/2 - 36 = 214\ \text{mm} = 0,214\ \text{m.}$$

$$d' = \text{copriferro} = 36\ \text{mm.}$$

$$M_{Rd,As3,4} = \text{contributo al momento resistente dell'armatura esistente "3-4" (snervata)} = F_{Rd,As3,4} \cdot d_{G,As3,4} = 150795 \cdot 0,214 = \mathbf{32\ 270\ Nm.}$$

$$F_{Rd,As3,4} = \text{forza resistente dell'armatura "3-4" (snervata)} = A_{s3,4} \cdot \sigma_{s3,4} = 402,12 \cdot 375,00 = 150\ 795\ N.$$

$$A_{s3,4} = \text{area delle armature esistenti "3-4"} = 402,12\ \text{mm}^2.$$

$$\sigma_{s3,4} = \text{tensione nell'armatura "1-2"} = f_{yd,e} = 375,00\ \text{N/mm}^2.$$

$$f_{yd,e} = \text{tensione di snervamento dell'acciaio (esistente)} = 375,00\ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,As3,4} = \text{distanza dell'armatura "3-4" dal centro trave} = h/2 - d' = 500/2 - 36 = 214\ \text{mm} = 0,214\ \text{m.}$$

$$M_{Rd,As5,6} = \text{contributo al momento resistente dell'armatura nuova "5-6" (snervata)} = F_{Rd,As5,6} \cdot d_{G,As5,6} = 358095 \cdot 0,255 = \mathbf{91\ 314\ Nm.}$$

$$F_{Rd,As5,6} = \text{forza resistente dell'armatura "5-6" (snervata)} = A_{s5,6} \cdot \sigma_{s5,6} = 1600,00 \cdot 223,81 = 358\ 095\ N.$$

$$A_{s5,6} = \text{area delle armature "5,6"} = 1600,00\ \text{mm}^2.$$

$$\sigma_{s5,6} = \text{tensione nell'armatura "5-6"} = f_{yd,n} = 223,81\ \text{N/mm}^2.$$

$$f_{yd,n} = \text{tensione di snervamento dell'acciaio (nuovo)} = 223,81\ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,As5,6} = \text{distanza dell'armatura "5-6" dal centro trave} = h/2 + S_{R1}/2 = 500/2 + 10/2 = 255\ \text{mm} = 0,255\ \text{m.}$$

$$S_{R1} = \text{spessore del rettangolo } R_1 \text{ con cui è stato schematizzato il profilo ad L} = 10\ \text{mm.}$$

$$M_{Rd,As7,8} = \text{contributo al momento resistente dell'armatura nuova "7-8" (snervata)} = F_{Rd,As7,8} \cdot d_{G,As7,8} = 35\ 095 \cdot 0,255 = \mathbf{91\ 314\ Nm.}$$

$$F_{Rd,As7,8} = \text{forza resistente dell'armatura "7-8" (snervata)} = A_{s7,8} \cdot \sigma_{s7,8} = 1600,00 \cdot 223,81 = 358\ 095\ N.$$

$$A_{s7,8} = \text{area delle armature "7-8"} = 1600,00\ \text{mm}^2.$$

$$\sigma_{s7,8} = \text{tensione nell'armatura "7-8"} = f_{yd,n} = 223,81\ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,As7,8} = \text{distanza dell'armatura "7-8" dal centro trave} = h/2 + S_{R1}/2 = 500/2 + 10/2 = 255\ \text{mm} = 0,255\ \text{m.}$$

$$M_{Rd,As9,10} = \text{contributo al momento resistente dell'armatura nuova "9-10" (snervata)} = F_{Rd,As9,10} \cdot d_{G,As9,10} = 317810 \cdot 0,215 = \mathbf{68\ 170\ Nm.}$$

$$F_{Rd,As9,10} = \text{forza resistente dell'armatura "9-10" (snervata)} = A_{s9,10} \cdot \sigma_{s9,10} = 1420,00 \cdot 223,81 = 317\ 810\ N.$$

$$A_{s9,10} = \text{area delle armature "9-10"} = 1420,00\ \text{mm}^2.$$

$$\sigma_{s9,10} = \text{tensione nell'armatura "9-10"} = f_{yd,n} = 223,81\ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,As9,10} = \text{distanza dell'armatura "9-10" dal centro trave} = h/2 - L_{R2}/2 = 500/2 - 71/2 = 214,50\ \text{mm} = 0,215\ \text{m.}$$

$$L_{R2} = \text{lunghezza del rettangolo } R_2 \text{ con cui è stato schematizzato il profilo ad L} = 71\ \text{mm.}$$

$$M_{Rd,As11,12} = \text{contributo al momento resistente dell'armatura nuova "11-12" (snervata)} = F_{Rd,As11,12} \cdot d_{G,As11,12} = 317810 \cdot 0,215 = \mathbf{68\ 170\ Nm.}$$

$$F_{Rd,As11,12} = \text{forza resistente dell'armatura "11-12" (snervata)} = A_{s11,12} \cdot \sigma_{s11,12} = 1420,00 \cdot 223,81 = 317\ 810\ N.$$

$$A_{s11,12} = \text{area delle armature "11-12"} = 1420,00\ \text{mm}^2.$$

$$\sigma_{s11,12} = \text{tensione nell'armatura "11-12"} = f_{yd,n} = 223,81\ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,As11,12} = \text{distanza dell'armatura "11-12" dal centro trave} = h/2 - L_{R2}/2 = 500/2 - 71/2 = 214,50\ \text{mm} = 0,215\ \text{m.}$$

Ricapitolando:

$M_{Rd,Cls}$ [Nm]	$M_{Rd,As1,2}$ [Nm]	$M_{Rd,As3,4}$ [Nm]	$M_{Rd,As5,6}$ [Nm]	$M_{Rd,As7,8}$ [Nm]	$M_{Rd,As9,10}$ [Nm]	$M_{Rd,As11,12}$ [Nm]	M'_{Rd} [Nm]
60 104	32 270	32 270	91 314	91 314	68 170	68 170	443 614

- Confronto (Flessione) -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Pilastro 1	Piano Terra	
Verifica1		
N_{Ed}	274.625	
$M_{Ed,X}$	78.000	
$M_{Ed,Y}$	0	
M_{Rd}	443.614	
CS	5,69[V]	
N_u	-	
ϕ_{ve}	16	
ϕ_w	8	
	Lato 1	Lato 2
L	0,5	0,3
n_{rq}	1	1
n	0	0
ϕ	12	12

Manuale

Pilastro 1	Piano Terra	
Verifica1		
N_{Ed}	274.625	
$M_{Ed,X}$	78.000	
$M_{Ed,Y}$	0	
M_{Rd}	444.600	
CS	5,70[V]	
N_u	4.833.095	
ϕ_{ve}	16	
ϕ_w	8	
	Lato 1	Lato 2
L	0,5	0,3
n_{rq}	1	1
n	0	0
ϕ	12	12

EdiLus

Valutazione contributo del rinforzo a taglio ($V_{Rd,j}$)

In ottemperanza a quanto indicato nel § C8.7.4.2.2 della Circolare 21-01-2019, n. 7, il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento.

- Calcolo tensioni nei profili -

Tale controllo viene eseguito dal programma per ogni combinazione, andando a calcolare, per le sollecitazioni N_{Ed} ed M_{Ed} , l'equilibrio della sezione e controllare la tensione generate nei profilati.

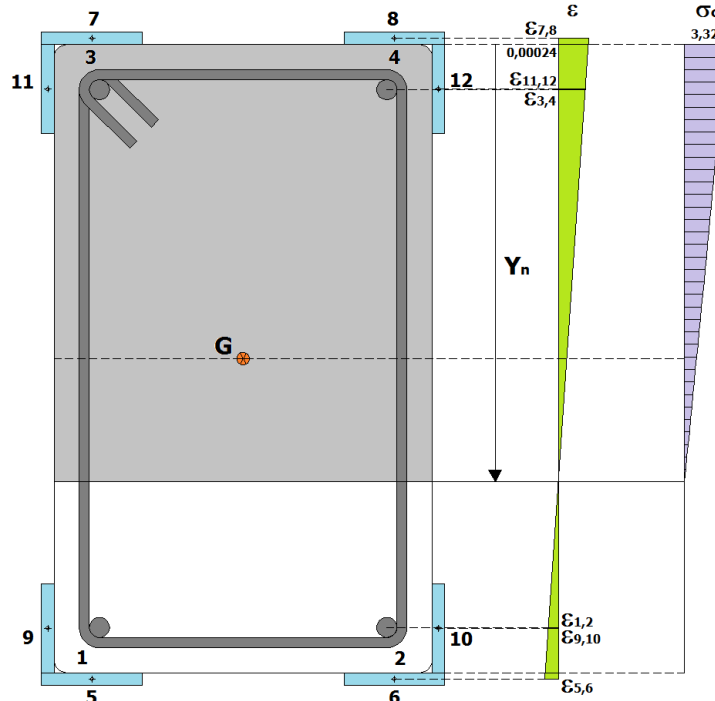
Il procedimento per calcolare l'equilibrio è analogo a quello del momento resistente, ma consiste in una doppia ricerca, ovvero posizione dell'asse neutro e rotazione in equilibrio con il momento agente.

Quindi, procedendo in modo iterativo, si impone una rotazione di tentativo e da questa si determina la posizione dell'asse neutro che fornisca l'equilibrio con lo sforzo normale agente (N_{Ed}). A questo punto si valuta il momento sulla sezione e se questo è pari al momento agente (M_{Ed}) è stata trovata la situazione di equilibrio della sezione con le sollecitazioni agenti.

Trovata la condizione di equilibrio si procede al calcolo delle tensioni di tutti i profilati dell'intervento e se una di queste sfiora il 50% della tensione di snervamento si esclude il contributo dell'intervento nel calcolo del taglio resistente.

Per il caso in esame per la combinazione che genera $N_{Ed} = 274\ 625\ N$ e $M_{Ed} = 78\ 000\ Nm$ l'equilibrio della sezione si ottiene per (*Figura 8.8 - N.B. 8.3*):

- $Y_n = 348,158\ mm = 34,8148\ cm$ (posizione asse neutro);
- $\epsilon_{cls} = 0,000240483$ (deformazione nel cls al lembo compresso).


 Figura 8.8: posizione asse neutro e relative deformazioni acciaio e tensioni CA all'equilibrio N_{Ed} , M_{Ed}
N.B. 8.3

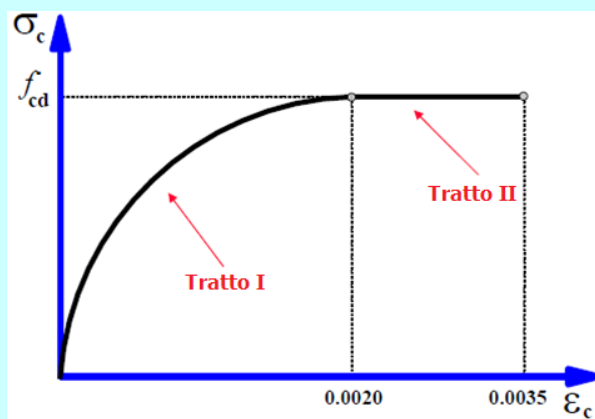
 Sostituendo $Y_n = 348,15 \text{ mm}$, $\varepsilon_{cls} = 0,000240483$ e gli altri parametri nelle successive equazione di equilibrio si ha:

Equazione di equilibrio alla Traslazione (legame cls parabola-rettangolo)

$$\begin{aligned}
 & C_c - N_{s1,2} + N_{s3,4} - N_{s5,6} + N_{s7,8} - N_{s9,10} + N_{s11,12} = \\
 & = C_c - A_{s1,2} \cdot \sigma_{s1,2} + A_{s3,4} \cdot \sigma_{s3,4} - A_{s5,6} \cdot \sigma_{s5,6} + A_{s7,8} \cdot \sigma_{s7,8} - A_{s9,10} \cdot \sigma_{s9,10} + A_{s11,12} \cdot \sigma_{s11,12} = \\
 & = C_c - A_{s1,2} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (h-d' - Y_n) / Y_n + A_{s3,4} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (Y_n - d') / Y_n - A_{s5,6} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (h + S_{R1} / 2 - Y_n) / Y_n + A_{s7,8} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (Y_n + S_{R1} / 2) / Y_n - A_{s9,10} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (h - Y_n - L_{R2} / 2) / Y_n + \\
 & A_{s11,12} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (Y_n - L_{R2} / 2) / Y_n = N_{Ed} \quad (274 \ 625 \text{ N}).
 \end{aligned}$$

 Il valore di C_c si ottiene tenendo conto che l'equazione del legame parabola-rettangolo è data da:

Tratto I	$\sigma_c(\varepsilon) = f_{cd} \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right]$	per $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{co}$	$\varepsilon_{co} = 0,0020$ $\varepsilon_{cu} = 0,0035$
Tratto II	$\sigma_c(\varepsilon) = f_{cd}$	per $\varepsilon_{co} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu}$	



Legame cls parabola-rettangolo

Inoltre, dal diagramma delle deformazioni si ottiene che:

$$\varepsilon / Y_n = \varepsilon_c / Y_n \quad \rightarrow \quad \begin{aligned} \varepsilon &= \varepsilon_c \cdot (Y_n / Y_n); \\ Y &= Y_n \cdot (\varepsilon / \varepsilon_c). \end{aligned}$$

dove:

- f_{cd} = resistenza di progetto a compressione del cls;
- ε_{co} = deformazione in corrispondenza della resistenza massima;
- ε_{cu} = deformazione ultima del cls;
- ε_c = deformazione del cls al lembo compresso;
- Y_n = posizione asse neutro relativa a ε_c ;

ε = deformazione, funzione di ε_c e Y_n , del cls in un generico punto della parte compressa;
 Y = distanza, dal bordo compresso, del cls a cui corrisponde ε .

Per cui l'espressione del legame parabola-rettangolo può essere scritta anche come:

$$\sigma_c(Y) = f_{cd} \left[2 \cdot \left(\varepsilon_c \cdot \frac{Y}{Y_n} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\varepsilon_c \cdot \frac{Y}{Y_n} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] = f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \cdot \frac{Y}{Y_n} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \cdot \frac{Y}{Y_n} \right)^2 \right] = f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co} \cdot Y_n} \right) \cdot Y - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co} \cdot Y_n} \right)^2 \cdot Y^2 \right]$$

$$\sigma_c(Y) = f_{cd}$$

Da cui per il caso in esame, essendo $\varepsilon_c < 0,002$ si ha solo il primo tratto del legame parabola-rettangolo, quindi:

$$\begin{aligned} C_c &= b \cdot \int_0^{Y_n} f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co} \cdot Y_n} \right) \cdot Y - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co} \cdot Y_n} \right)^2 \cdot Y^2 \right] dY = b \cdot f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co} \cdot Y_n} \right) \cdot \frac{Y^2}{2} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co} \cdot Y_n} \right)^2 \cdot \frac{Y^3}{3} \right]_0^{Y_n} = \\ &= b \cdot f_{cd} \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co} \cdot Y_n} \right) \cdot Y_n^2 - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co} \cdot Y_n} \right)^2 \cdot \frac{Y_n^3}{3} \right] = b \cdot f_{cd} \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_c \cdot Y_n}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c^2 \cdot Y_n}{3 \cdot \varepsilon_{co}^2} \right) \right] = b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c \cdot Y_n}{\varepsilon_{co}} \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c}{3 \cdot \varepsilon_{co}} \right) \right] = 300 \cdot 14,70 \cdot \left(\frac{0,000240483 \cdot 348,15}{0,002} \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{0,000240483}{3 \cdot 0,002} \right) \right] = \\ &= \mathbf{177\ 186\ N}. \end{aligned}$$

Sostituendo:

$$\begin{aligned} &177183 - 402,12 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (500-36-348,15)/348,15 + 402,12 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (348,15-36)/348,15 - \\ &1600 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (500+10/2-348,15)/348,15 + 1600 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (348,15+10/2)/348,15 - \\ &1420 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (500-348,15-71/2)/348,15 + 1420 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (348,15-71/2)/348,15 = \\ &= 177\ 183 - 6\ 758 + 18\ 208 - 36\ 404 + 81\ 963 - 23\ 966 + 64\ 400 = \\ &= \mathbf{274\ 626\ N} \approx N_{Ed} = \mathbf{274\ 625\ N}. \end{aligned}$$

Equazione di equilibrio alla Rotazione (legame cls parabola-rettangolo)

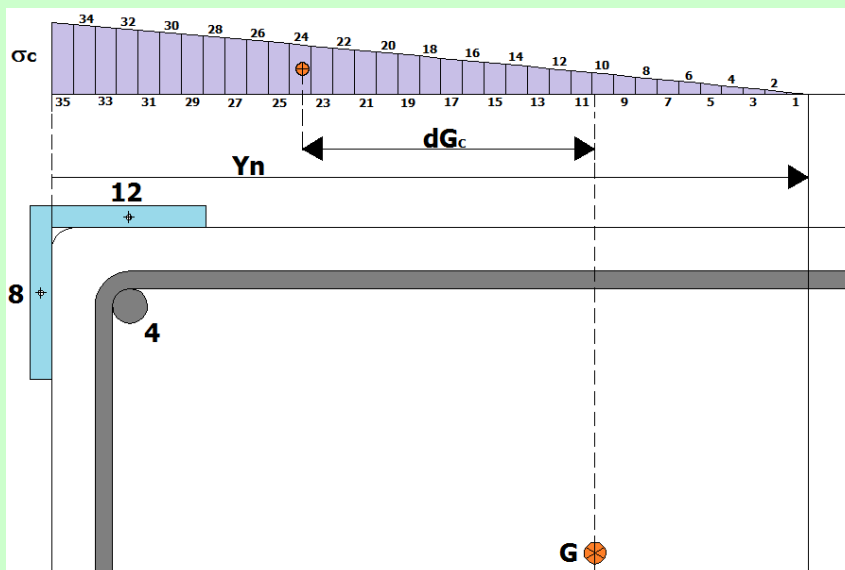
$$\begin{aligned} C_c \cdot dG_c + A_{s1,2} \cdot \sigma_{s1,2} \cdot (H/2-d') + A_{s3,4} \cdot \sigma_{s3,4} \cdot (H/2-d') + A_{s5,6} \cdot \sigma_{s5,6} \cdot (H/2+S_{R1}/2) + A_{s7,8} \cdot \sigma_{s7,8} \cdot (H/2+S_{R1}/2) + A_{s9,10} \cdot \sigma_{s9,10} \cdot (H/2-L_{R2}/2) + A_{s11,12} \cdot \sigma_{s11,12} \cdot (Y_n - L_{R2}/2)/Y_n = \\ = C_c \cdot dG_c + [A_{s1,2} \cdot E_{s,e} \cdot \varepsilon_c \cdot (h-d'-Y_n)/Y_n] \cdot (H/2-d') + [A_{s3,4} \cdot E_{s,e} \cdot \varepsilon_c \cdot (Y_n-d')/Y_n] \cdot (H/2-d') + [A_{s5,6} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (h+S_{R1}/2-Y_n)/Y_n] \cdot (H/2+S_{R1}/2) + \\ + [A_{s7,8} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (Y_n+S_{R1}/2)/Y_n] \cdot (H/2+S_{R1}/2) + [A_{s9,10} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (h-Y_n-L_{R2}/2)/Y_n] \cdot (H/2-L_{R2}/2) + [A_{s11,12} \cdot E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (Y_n-L_{R2}/2)/Y_n] \cdot (H/2-L_{R2}/2) = M_{Ed} \quad (78\ 000\ Nm) \dots \quad (N.B. \ 8.3.1) \end{aligned}$$

Sostituendo:

$$\begin{aligned} &177183 \cdot 132,74 + [402,12 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (500-36-348,15)/348,15] \cdot (500/2-36) + [402,12 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (348,15-36)/348,15] \cdot (500/2-36) + \\ &[1600 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (500+10/2-348,15)/348,15] \cdot (500/2+10/2) + [1600 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (348,15+10/2)/348,15] \cdot (500/2+10/2) + \\ &[1420 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (500-348,15-71/2)/348,15] \cdot (500/2-71/2) + [1420 \cdot 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (348,15-71/2)/348,15] \cdot (500/2-71/2) = \\ &= 23\ 519\ 316 + 1\ 446\ 160 + 3\ 896\ 487 + 9\ 284\ 638 + 20\ 900\ 466 + 5\ 140\ 774 + 13\ 813\ 710 = \\ &= 78001551\ Nmm = \mathbf{78\ 002\ Nm} \approx M_{Ed} = \mathbf{78\ 000\ Nm}. \end{aligned}$$

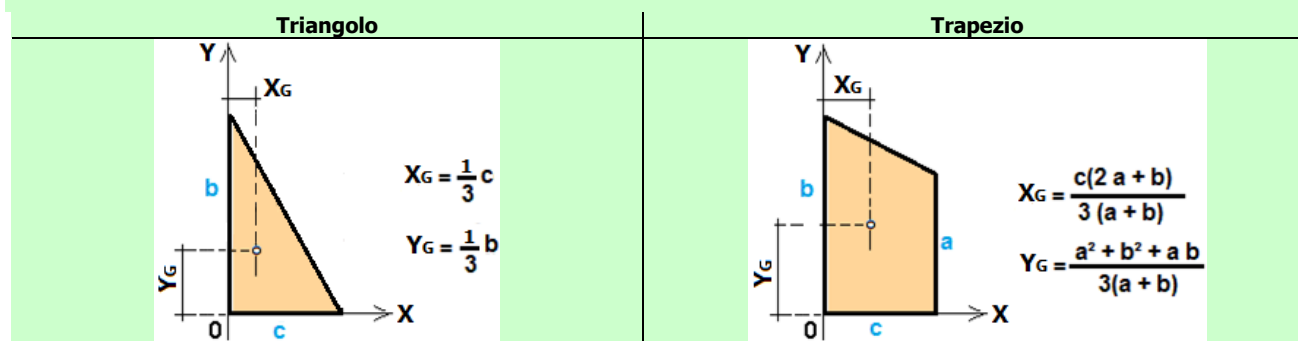
N.B. 8.3.1

La distanza/braccio dG_c dal baricentro della sezione della risultante a compressione del cls (C_c) è stata valutata discretizzando il diagramma delle tensioni del cls in 35 strisce piane ... formate da 34 trapezi rettangoli e 1 triangolo rettangolo (vedi successiva figura).



Discretizzazione diagramma delle tensioni cls

Ricardiamo che le coordinate del baricentro di un triangolo rettangolo e di un trapezio rettangolo sono:



La distanza $Y_{Gc,n}$ della risultante a compressione del cls rispetto alla posizione dell'asse neutro è data da:

$$Y_{Gc,n} = S_{Yn}/A_{Tot} = \Sigma S_{Yn,i}/A_{Tot} = \Sigma (A_i \cdot Y_{n,i})/A_{Tot} = 136364,91/590,61 = \mathbf{230,89 \text{ mm.}}$$

Nella successiva tabella si riportano le grandezze utili per il calcolo di $Y_{Gc,n}$.

Striscia	a [N/mm ²]	b [N/mm ²]	c [mm]	A _i [N/mm]	G _i [mm]	Y _{n,i} [mm]	S _{Yn,i} [N]
1	-	0,1008	9,9471	0,5014	6,6314	6,6314	3,33
2	0,1008	0,2013	9,9471	1,5025	4,4222	15,4720	23,25
3	0,2013	0,3014	9,9471	2,5001	4,6433	25,1979	63,00
4	0,3014	0,4012	9,9471	3,4943	4,7381	35,0502	122,48
5	0,4012	0,5006	9,9471	4,4851	4,7908	44,9447	201,58
6	0,5006	0,5997	9,9471	5,4723	4,8243	54,8583	300,20
7	0,5997	0,6984	9,9471	6,4562	4,8474	64,7822	418,24
8	0,6984	0,7968	9,9471	7,4366	4,8645	74,7122	555,60
9	0,7968	0,8948	9,9471	8,4135	4,8775	84,6463	712,17
10	0,8948	0,9925	9,9471	9,3870	4,8877	94,5831	887,85
11	0,9925	1,0899	9,9471	10,3570	4,8960	104,5219	1082,53
12	1,0899	1,1869	9,9471	11,3236	4,9029	114,4621	1296,12
13	1,1869	1,2835	9,9471	12,2867	4,9087	124,4034	1528,51
14	1,2835	1,3798	9,9471	13,2464	4,9136	134,3456	1779,59
15	1,3798	1,4758	9,9471	14,2026	4,9178	144,2885	2049,27
16	1,4758	1,5714	9,9471	15,1554	4,9215	154,2318	2337,44
17	1,5714	1,6667	9,9471	16,1047	4,9248	164,1757	2644,00
18	1,6667	1,7616	9,9471	17,0506	4,9276	174,1199	2968,84
19	1,7616	1,8562	9,9471	17,9930	4,9302	184,0644	3311,87
20	1,8562	1,9504	9,9471	18,9320	4,9325	194,0092	3672,98
21	1,9504	2,0443	9,9471	19,8675	4,9346	203,9542	4052,06
22	2,0443	2,1378	9,9471	20,7996	4,9365	213,8994	4449,01
23	2,1378	2,2310	9,9471	21,7282	4,9382	223,8448	4863,74
24	2,2310	2,3238	9,9471	22,6533	4,9398	233,7903	5296,13
25	2,3238	2,4163	9,9471	23,5750	4,9412	243,7359	5746,09
26	2,4163	2,5084	9,9471	24,4933	4,9425	253,6817	6213,51
27	2,5084	2,6002	9,9471	25,4081	4,9438	263,6276	6698,28
28	2,6002	2,6917	9,9471	26,3195	4,9449	273,5735	7200,31
29	2,6917	2,7828	9,9471	27,2274	4,9460	283,5195	7719,50
30	2,7828	2,8735	9,9471	28,1319	4,9469	293,4656	8255,73
31	2,8735	2,9639	9,9471	29,0329	4,9479	303,4118	8808,91
32	2,9639	3,0540	9,9471	29,9304	4,9487	313,3580	9378,94
33	3,0540	3,1437	9,9471	30,8245	4,9495	323,3043	9965,70
34	3,1437	3,2331	9,9471	31,7152	4,9503	333,2506	10569,10
35	3,2331	3,3221	9,9471	32,6024	4,9510	343,1970	11189,04
A_{Tot} =				590,6100	S_{Yn} =		136364,91

dove:

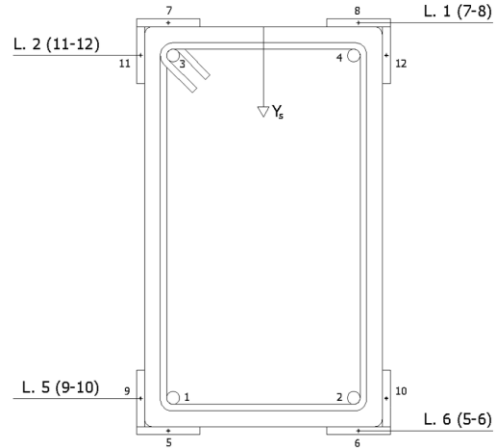
- a: base minore della striscia a trapezio (vedi figure precedenti);
- b: base maggiore e base della striscia, rispettivamente, a trapezio e a triangolo (vedi figure precedenti);
- c: altezza delle strisce a trapezio e a triangolo (vedi figure precedenti);
- A_i: area dell'i-esima striscia del diagramma delle tensioni;
- A_{Tot} = ΣA_i: area complessiva del diagramma delle tensioni;
- Y_{n,i}: distanza dall'asse neutro del baricentro dell'i-esima striscia del diagramma delle tensioni (X_G in figura);
- S_{Yn,i}: momento statico rispetto all'asse neutro dell'i-esima striscia del diagramma delle tensioni;
- S_{Yn}: momento statico rispetto all'asse neutro del diagramma delle tensioni.

A questo punto si ha che:

$$dG_c = Y_{Gc,n} - (Y_n - h/2) = 230,89 - (348,15 - 500/2) = 230,89 - (348,15 - 250) = \mathbf{132,74 \text{ mm.}}$$

Le tensioni nei profili ad L dell'incamicatura valgono (dall'alto verso il basso):

$$\begin{aligned}\sigma_{s7,8} &= E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (Y_n + S_{R1}/2) / Y_n = \\ &= 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (348,15 + 10/2) / 348,15 = \\ &= \mathbf{51,23 \text{ N/mm}^2}; \\ \sigma_{s11,12} &= E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (Y_n - L_{R2}/2) / Y_n = \\ &= 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (348,15 - 71/2) / 348,15 = \\ &= \mathbf{45,35 \text{ N/mm}^2}; \\ \sigma_{s9,10} &= E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (h - Y_n - L_{R2}/2) / Y_n = \\ &= 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (500 - 348,15 - 71/2) / 348,15 = \\ &= \mathbf{-16,88 \text{ N/mm}^2}; \\ \sigma_{s5,6} &= E_{s,n} \cdot \varepsilon_c \cdot (h + S_{R1}/2 - Y_n) / Y_n = \\ &= 210000 \cdot 0,000240483 \cdot (500 + 10/2 - 348,15) / 348,15 = \\ &= \mathbf{-22,75 \text{ N/mm}^2}.\end{aligned}$$



Considerando che il 50% della tensione di snervamento vale:

$$0,5 \cdot f_{yd,n} = 0,5 \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 0,5 \cdot 235 / 1,05 = 0,5 \cdot 223,81 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{111,91 \text{ N/mm}^2}.$$

nessuna delle suddette tensioni sfiora tale valore, per cui **SI PUÒ** considerare il contributo dell'intervento nel calcolo del taglio resistente.

- Calcolo contributo incamicatura -

Tale contributo è calcolato con la relazione (4.1.27) delle NTC 2018.

Per cui per il caso in esame, per le due direzioni, il contributo del taglio è pari a:

$$\text{Dir. X: } V_{Rd,j} = 0,9 \cdot d_x \cdot \frac{A_{sw,j}}{s_c} f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot 264 \cdot \frac{2 \cdot 100 \cdot 10}{200} 111,90 \cdot (2,5 + 0) \cdot 1 = \mathbf{664 \ 686 \text{ N}}$$

$$\text{Dir. Y: } V_{Rd,j} = 0,9 \cdot d_y \cdot \frac{A_{sw,j}}{s_c} f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot 464 \cdot \frac{2 \cdot 100 \cdot 10}{200} 111,90 \cdot (2,5 + 0) \cdot 1 = \mathbf{1 \ 168 \ 236 \text{ N}}$$

dove:

d_x = altezza utile della sezione in direzione X = 264 mm.

d_y = altezza utile della sezione in direzione Y = 464 mm.

$f_{yd} = 0,5 \cdot f_{yk}$ = resistenza di progetto ridotta dei calastrelli = $0,5 \cdot 235 / 1,05 = 111,90 \text{ N/mm}^2$.

$A_{sw,j} = 2 \cdot h_c \cdot t_c$ = area dei calastrelli = $2 \cdot 100 \cdot 10 = 2000 \text{ mm}^2$.

θ = angolo del puntone variabile che minimizza l'area di staffe = $\cot(\theta) = 2,5$.

α = angolo di inclinazione dei calastrelli rispetto all'asse longitudinale dell'elemento = 90° .

- Confronto (Taglio) -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Pilastro 1	Piano Terra	
	Verifica1	
Dir	X	Y
N_{Ed}		200.000
V_{Ed}	26.000	26.000
CS		-
V_{Rcd}	-	-
$V_{Rsd,s}$	-	-
$V_{Rd,f}$	-	-
$V_{Rd,j}$	664 686	1 168 236
A_{sw}	0,04021	0,04021
s_{Asw}		25

Manuale

Pilastro 1	Piano Terra	
	Verifica1	
Dir	X	Y
N_{Ed}		200.000
V_{Ed}	26.000	26.000
CS		-
V_{Rcd}	329 900	222 330
$V_{Rsd,s}$	89 572	136 896
$V_{Rd,f}$	0	0
$V_{Rd,j}$	664 714	1 168 286
A_{sw}	0,04021	0,04021
s_{Asw}		25

EdiLus (N.B. 8.4)

N.B. 8.4

Per ottenere i valori lungo X occorre ruotare, nel file di calcolo di EdiLus, la forza orizzontale (F_y) di 20 000 N di 90° (diventa F_x).

9 (CA-Old) - Test di Validazione n.09 (Cerchiatura Pilastro con FRP)

Titolo: **Verifica pilastro in CA rinforzato con cerchiatura in FRP.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_Crc_FRP_Pil.EDL.**

Di seguito si riporta la procedura di verifica a taglio di un pilastro in CA rinforzato con una cerchiatura in FRP. Questo tipo di intervento consente di incrementare la resistenza a taglio della sezione. Il calcolo è fatto in conformità alla [1]: **CNR-DT 200 R1/2013** - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

Dati Pilastro

Lo schema di calcolo adoperato è quello di un pilastro incastrato alla base (*sottoposto ad un'azione verticale ed una orizzontale - Figura 9.1 e Figura 9.2*) che presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 3,00 m.

base (b) = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.

Altezza (h) = 0,50m = 50 cm = 500 mm.

Tipo situazione = di Fatto.

Livello di Conoscenza (LC) = LC2 (*Adeguato*).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale Trave= Cls C20/25_B450C.

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls (esistente) = 25,00 N/mm².

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione = $0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 25 = 20,75$ N/mm².

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 20,75 + 8 = 28,75$ N/mm².

f_{ctm} = resistenza media a trazione = $0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 0,3 \cdot 28,75^{2/3} = 2,26$ N/mm².

$f_{cd,e}$ = resistenza cilindrica a compressione del cls (esistente) = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / (FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 25 / (1,20 \cdot 1,5) = 9,80$ N/mm².

γ_{cls} = coefficiente parziale di sicurezza del cls = 1,5.

ϵ_{cu} = deformazione ultima cls = 0,0035.

$f_{yd,e}$ = resistenza di progetto acciaio (esistente) = $f_{yk} / (FC \cdot \gamma_s) = 455 / (1,20 \cdot 1,15) = 326,09$ N/mm².

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio (nuovo) = 450,00 N/mm².

E_s = modulo elastico normale acciaio = 210000 N/mm².

Diametro armature nei vertici (ϕ_v) = 16 mm.

Armature superiore (A_{r2}) = 2 $\phi 16 = 402,12$ mm² (*solo nei vertici*).

Armature inferiore (A_{r1}) = 2 $\phi 16 = 402,12$ mm² (*solo nei vertici*).

Diametro staffe (ϕ_{st}) = 8 mm.

Ricoprimento (c) = 20 mm (*copriferro in EdiLus*).

Copriferro (d') = $c + \phi_{st} + \phi_v / 2 = 20 + 8 + 16 / 2 = 36$ mm.

Altezza utile (d)

In X: $d_x = b - d' = 300$ mm - 36 mm = 264 mm;

In Y: $d_y = h - d' = 500$ mm - 36 mm = 464 mm.

Carichi

forza orizzontale (F_y) di 20 000 N [CC Permanente; direzione +Y (globale); Figura 9.3].

forza verticale (F_z) di 100 000 N [CC Permanente; direzione -Z (globale); Figura 9.3].

peso proprio pilastro (q_{pil}) = 3 750 N/m).

forza orizzontale (E_x) di 16 278 N [CC sisma X; direzione +X (globale)] - calcolata direttamente da EdiLus.

forza orizzontale (E_y) di 16 278 N [CC sisma Y; direzione +y (globale)] - calcolata direttamente da EdiLus.

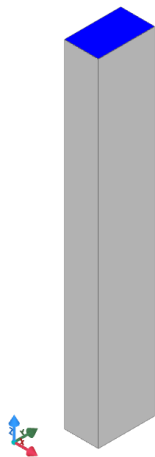


Figura 9.1: vista - "Editor 3D"

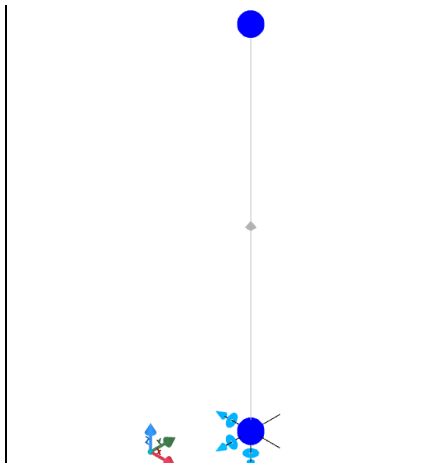


Figura 9.2: vista - "Strutturale + Vincoli"

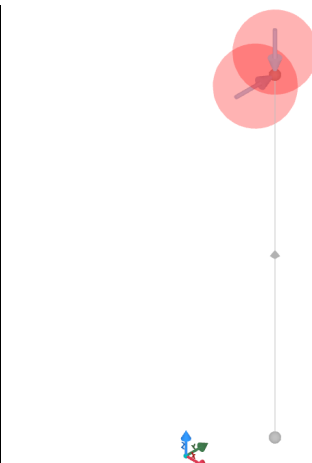


Figura 9.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Dati Intervento

L'intervento "Cerchiatura FRP" utilizzato presenta le seguenti caratteristiche (Figura 9.4):

Materiale= FRP Test 05.

E_f = modulo elastico normale = 270000 N/mm².
 f_{fk} = resistenza caratteristica a rottura = 2700 N/mm².

Caratteristiche/Geometria

t_f = spessore = 0,165 mm;
 Esposizione ambientale = Interna;
 n_f = numero Strato/Lamina = 1;
 Disposizione fibre = in avvolgimento continuo a tutt'altezza.
 r_c = raggio di curvatura = 20,0 mm;

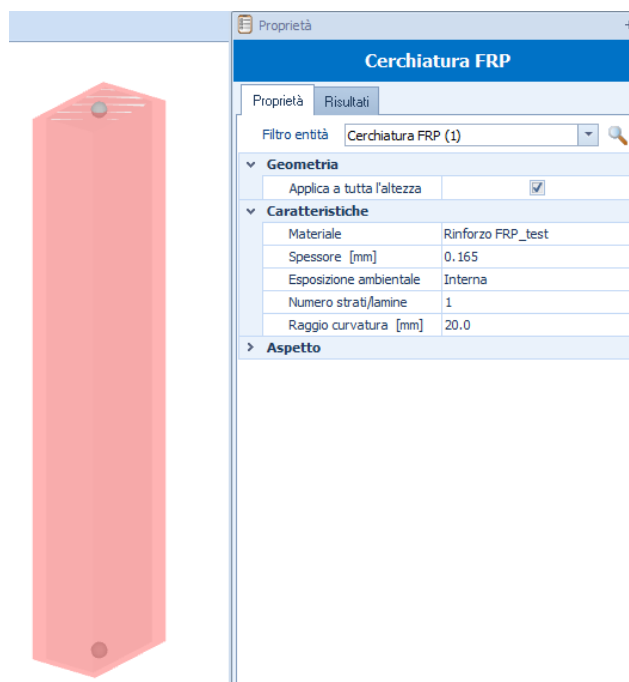


Figura 9.4: vista - "Interventi CA + proprietà intervento"

Sollecitazioni di Verifica

Rivolgiamo l'attenzione alla sezione al piede del pilastro. Relativamente alla verifica a taglio, le sollecitazioni di verifica sono riassunte nella seguente tabella. Per cui si ha:

$$V_{Ed}(X) = 32\,556\text{ N}$$

$$V_{Ed}(Y) = 52\,556\text{ N}$$

Pilastro 1	Piano Terra	
	Verifica1	
Dir	X	Y
V_{Ed}	32.556	52.556
CS		4,23
V_{Rcd}	210.830	222.330
V_{Rsd,s}	77.889	136.896
V_{Rd,f}	105.608	198.670
V_{Rd,j}	0	0
A_{sw}	0,04021	0,04021
S_{Asw}		25

Valutazione del fattore geometrico k_b

Nel caso di sistemi di rinforzi continui o di strisce adiacenti per la valutazione del fattore geometrico k_b fornito dalla relazione (4.3) di [1], si deve assumere [4.3.3.2(4) di [1]]:

$$b = b_f = \min\{0,9 \cdot d; h_{w,y}\} \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin\theta.$$

Per le due direzioni si ha:

Dir. X	$b_x = b_{f,x} = \min\{0,9 \cdot d_x; h_{w,x}\} \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin\theta = \min\{0,9 \cdot 264; 300\} \cdot \sin(21,80 + 90) / \sin(21,80) = 594\text{ mm};$
Dir. X	$b_y = b_{f,y} = \min\{0,9 \cdot d_y; h_{w,y}\} \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin\theta = \min\{0,9 \cdot 464; 500\} \cdot \sin(21,80 + 90) / \sin(21,80) = 1044\text{ mm}.$

dove:

d_x = 264 mm, altezza utile della sezione in direzione X;
 d_y = 464 mm, altezza utile della sezione in direzione Y;
 $h_{w,x}$ = b = 300 mm, altezza della sezione;
 $h_{w,y}$ = h = 500 mm, altezza della sezione;
 β = 90°, angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale del pilastro;
 θ = 21,80°, angolo di inclinazione del puntone di calcestruzzo nel meccanismo del traliccio di Morsh.

Il fattore correttivo di tipo geometrico (k_b) è dato dalla seguente relazione ((4.3) di [1]):

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f / b}{1 + b_f / b}} \geq 1 \text{ (con } b_f/b \geq 0,25\text{)}.$$

Per le due direzioni si ha:

Dir. X	$k_{b,X} = \sqrt{\frac{2 - b_{f,X} / b_X}{1 + b_{f,X} / b_X}} = \sqrt{\frac{2 - 1}{1 + 1}} = 0,707 \rightarrow 1 \rightarrow k_{b,X} = \mathbf{1,0}$ (con $b_{f,X}/b_X = 1 \geq 0,25$).
Dir. Y	$k_{b,Y} = \sqrt{\frac{2 - b_{f,Y} / b_Y}{1 + b_{f,Y} / b_Y}} = \sqrt{\frac{2 - 1}{1 + 1}} = 0,707 \rightarrow 1 \rightarrow k_{b,Y} = \mathbf{1,0}$ (con $b_{f,Y}/b_Y = 1 \geq 0,25$).

Valutazione resistenza efficace (f_{fed}) del rinforzo

Nel caso di disposizione in avvolgimento su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla relazione (4.22) di [1], dove il contributo del secondo termine va considerato solo se positivo:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin\beta}{\min(0,9 \cdot d; h_W)} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_{ed} \cdot \sin\beta}{\min(0,9 \cdot d; h_W)} \right].$$

Per le due direzioni si ha:

Dir. X	$f_{fed,X} = f_{fdd,X} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_{ed,X} \cdot \sin\beta}{\min(0,9 \cdot d_X; h_{WX})} \right] + \frac{1}{2} (\phi_{R,X} \cdot f_{fd} - f_{fdd,X}) \cdot \left[1 - \frac{l_{ed,X} \cdot \sin\beta}{\min(0,9 \cdot d_X; h_{WX})} \right] =$ $= 752,02 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{200 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 264; 300)} \right] + \frac{1}{2} \cdot (0,2640 \cdot 2137,50 - 752,02) \cdot \left[1 - \frac{200 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 264; 300)} \right] =$ $= 752,02 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{200}{237,60} \right] + \frac{1}{2} \cdot (0,2640 \cdot 2137,50 - 752,02) \cdot \left[1 - \frac{200}{237,60} \right] =$ $= 646,51 - 14,85 = \mathbf{646,51} \text{ N/mm}^2.$ <p>Trascurato il secondo termine negativo.</p>
Dir. Y	$f_{fed,Y} = f_{fdd,Y} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_{ed,Y} \cdot \sin\beta}{\min(0,9 \cdot d_Y; h_{WY})} \right] + \frac{1}{2} (\phi_{R,Y} \cdot f_{fd} - f_{fdd,Y}) \cdot \left[1 - \frac{l_{ed,Y} \cdot \sin\beta}{\min(0,9 \cdot d_Y; h_{WY})} \right] =$ $= 752,02 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{200 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 464; 500)} \right] + \frac{1}{2} \cdot (0,3067 \cdot 2137,50 - 752,02) \cdot \left[1 - \frac{200 \cdot \sin 90}{\min(0,9 \cdot 464; 500)} \right] =$ $= 752,02 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{200}{417,60} \right] + \frac{1}{2} \cdot (0,3067 \cdot 2137,50 - 752,02) \cdot \left[1 - \frac{200}{417,60} \right] =$ $= 691,99 - 25,15 = \mathbf{691,99} \text{ N/mm}^2.$ <p>Trascurato il secondo termine negativo.</p>

dove:

$f_{fdd,X} = f_{fdd,Y} =$ Resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 1" (delaminazione di estremità), calcolata con la relazione (4.4) di [1]=

$$= \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} = \frac{1}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 270000 \cdot 0,2488}{0,165}} = \mathbf{752,02} \text{ N/mm}^2.$$

$\gamma_{f,d}$ = Coefficiente parziale di sicurezza per distacco del supporto = 1,2.

E_f = modulo elastico normale = 270000 N/mm².

t_f = spessore del rinforzo = 0,165 mm.

$\Gamma_{Fd,X} = \Gamma_{Fd,Y} = \Gamma_{Fd}$ = energia specifica di frattura di progetto (relazione (4.2 di [1]) =

$$= \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} = \frac{1,0 \cdot 0,037}{1,2} \cdot \sqrt{28,75 \cdot 2,27} = \mathbf{0,2488} \text{ N/mm}.$$

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = 28,75 N/mm²;

f_{ctm} = resistenza media a trazione = 2,27 N/mm²;

$k_{b,X} = k_{b,Y} = k_b$ = coefficiente di geometrico = 1,0;

$k_G = 0,037$. Preso dalla tabella:

FRP	K_G medio	K_G frattile 5%
Preformati	0,063	0,023
In situ	0,077	0,037

$$l_{ed,X} = l_{ed,Y} = \text{Lunghezza ottimale di ancoraggio (relazione (4.1) di [1])} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} =$$

$$= \min \left\{ \frac{1}{1,25 \cdot 1,99} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 270000 \cdot 0,165 \cdot 0,2488}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} = \max\{94,00; 200\} = 200 \text{ mm.}$$

γ_{Rd} = coefficiente correttivo (relazione (4.1) di [1]) = 1,25.

f_{bd} = valore di progetto della resistenza di adesione tra rinforzo e calcestruzzo = $2 \cdot \Gamma_{Fd} / S_u = 2 \cdot 0,2488 / 0,25 = 1,99 \text{ N/mm}^2$.
 S_u = valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto = 0,25.

β = angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90° .

d_x = altezza utile della sezione in direzione X = 264 mm.

d_y = altezza utile della sezione in direzione Y = 464 mm.

$h_{w,X}$ = b = base della sezione (dimensione in X) = 300 mm.

$h_{w,Y}$ = h = altezza della sezione (dimensione in Y) = 500 mm.

$\Phi_{R,X} = 0,2 + 1,6 \cdot r_c / h = 0,2 + 1,6 \cdot 20 / 500 = 0,2640$ (relazione (4.23) di [1]);

$\Phi_{R,Y} = 0,2 + 1,6 \cdot r_c / b = 0,2 + 1,6 \cdot 20 / 300 = 0,3067$ (relazione (4.23) di [1]);

$r_c = 20 \text{ mm}$, raggio di curvatura realizzato in corrispondenza dello spigolo della sezione rinforzata;

$b = 300 \text{ mm}$, larghezza della sezione (dimensione in direzione X);

$h = 500 \text{ mm}$, altezza della sezione (dimensione in direzione Y).

f_{rd} = valore di progetto della resistenza a trazione del rinforzo = $\eta_a \cdot f_{rk} / \gamma_f = 0,95 \cdot 2700 / 1,20 = 2137,50 \text{ N/mm}^2$.

η_a = Fattore di conversione ambientale - per fibre di carbonio e per esposizione "interna" (Tabella 3-2 di [1]) = 0,95;

f_{rk} = Resistenza caratteristica a rottura del FRP = 2700 N/mm^2 ;

γ_f = Coefficiente parziale di resistenza a taglio (Tabella 3-1 di [1]) = 1,20.

Valutazione contributo del rinforzo a taglio ($V_{Rd,f}$)

Tale contributo è dato dalla relazione (4.19) di [1] dove, nel caso di rinforzo continuo o strisce poste in adiacenza, si assume $b_f / p_f = 1,0$.

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot 1.$$

Per le due direzioni, il contributo del taglio è pari a:

Dir. X	$V_{Rd,f}(X) = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d_x \cdot f_{fed,X} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot 1 = \frac{1}{1,20} \cdot 0,9 \cdot 264 \cdot 646,51 \cdot 2 \cdot 0,165 \cdot (2,5 + \cot 90^\circ) =$	105 608 N
Dir. Y	$V_{Rd,f}(Y) = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d_y \cdot f_{fed,Y} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot 1 = \frac{1}{1,20} \cdot 0,9 \cdot 464 \cdot 691,99 \cdot 2 \cdot 0,165 \cdot (2,5 + \cot 90^\circ) =$	198 670 N

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$, è riportato nella Tabella 3-1 di [1];

d_x = altezza utile della sezione in direzione X = 264 mm;

d_y = altezza utile della sezione in direzione Y = 464 mm;

$f_{ed,X}$ = resistenza efficace del rinforzo in direzione X = $646,51 \text{ N/mm}^2$;

$f_{ed,Y}$ = resistenza efficace del rinforzo in direzione Y = $691,99 \text{ N/mm}^2$;

t_f = spessore del rinforzo = 0,165 mm;

θ = angolo del puntone variabile che minimizza l'area di staffe = $\cot(\theta) = 2,5$;

β = angolo di inclinazione del rinforzo rispetto all'asse longitudinale della trave = 90° .

Confronto

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

	Pilastro 1		Piano Terra	
	Verifica 1			
Dir	X	Y	X	Y
V_{Ed}			32 556	52 556
CS				4,23
V_{Rcd}			210 830	222 330
V_{Rsd,s}			77 889	136 896
V_{Rd,f}			105 608	198 670
V_j			0	0
A_{sw}			0,04021	0,04021
S_{Asw}				25
	Manuale		EdiLus	

Di seguito si riporta, invece, l'esplicitazione dei vari termini calcolati da EdiLus relativi alla cerchiatura con FRP del pilastro in cemento armato.

CERCHIATURA CON FRP - DATI DI VERIFICA

Caratteristiche generiche di verifica					
Id _{rf}	N _{elm}	n _{lv}	f _{ck}	f _{ctm}	%L _{LI}
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
0001	Pilastro 1	Piano Terra	20,75	2,27	0%~100%

Verifica a Taglio e Torsione							
Id _{rf}	Dir	K _b	Γ _{Fd}	f _{added}	f _{rd}	l _{ed}	f _{fed}
		[mm]	[N/mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m]	[N/mm ²]
0001	X	1,00	0,2488	752,02	2137,50	0,2000	646,51
	Y	1,00	0,2488	752,02			691,99

Effetto del Confinamento									
Id _{rf}	ε _{fd,rid}	A _{arrt}	ρ _f	f ₁	K _H	K _V	f _{1,eff}	f _{ccd}	ε _{ccu}
		[m ²]	[%]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	
0001	0,0060	0,15	0,18	1,43	0,38	1,00	0,54	14,70	0,0035

LEGENDA:

- Id_{rf}** Identificativo dell'intervento.
- N_{elemento}** Identificativo dell'elemento interessato dall'intervento.
- n_{lv}** Identificativo del livello a cui appartiene l'elemento interessato dall'intervento.
- f_{ck}** Resistenza cilindrica del calcestruzzo.
- f_{ctm}** Resistenza media a trazione del calcestruzzo.
- %L_{LI}** Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di verifica, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione (L_{LI}), a partire dall'estremo iniziale.
- K_b** Fattore di tipo geometrico.
- Γ_{Fk}** Energia specifica di frattura caratteristica.
- Γ_{Fd}** Energia specifica di frattura di progetto.
- f _{added}** Resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 1" (delaminazione di estremità).
- f_{rd}** Resistenza di progetto.
- l_{ed}** Lunghezza ottimale di ancoraggio.
- f_{fed}** Resistenza efficace del rinforzo.

Valutazione parametri del confinamento

Di seguito, si procede alla valutazione dei parametri presenti nella sotto tabella "Effetto del Confinamento" della precedente tabella (celle in verde).

- Deformazione ridotta di calcolo del rinforzo (ε_{fd,rid}) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.42) di [1]:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_t} = 0,95 \cdot \frac{0,01000}{1,10} = 0,00863 (\leq 0,6 \cdot \varepsilon_{fk} = 0,0060)$$

Essendo ε_{fd,rid} > 0,6·ε_{fk} si considera ε_{fd,rid} = **0,0060**.

dove:

η_a = Fattore di conversione ambientale - per fibre di carbonio e per esposizione "interna" = 0,95 (Tabella 3-2 di [1]).

ε_{fk} = deformazione caratteristica a rottura del rinforzo = f_{fk}/E_f = 2700/270000 = 0,01000.

f_{fk} = resistenza caratteristica a rottura FRP = 2700 N/mm².

E_f = modulo elastico normale FRP = 270000 N/mm².

γ_t = 1,1 preso dalla tabella (Tabella 3-1 di [1]).

- Area della sezione trasversale dell'elemento confinato (A_g) -

Questa è data:

$$A_g = b \cdot h = 0,30 \cdot 0,50 = \mathbf{0,15} \text{ m}^2;$$

dove:

b = base della sezione da rinforzare = 30 cm = 0,30 m;

h = altezza della sezione da rinforzare = 50 cm = 0,50 m.

- Percentuale geometrica di rinforzo (ρ_f) -

Nel caso di sezioni quadrate/rettangolari con rinforzo *continuo* questa è data dalla seguente relazione (4.39) di [1]:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + h)}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot (300 + 500)}{300 \cdot 500} = \frac{2 \cdot 0,165 \cdot (300 + 500)}{300 \cdot 500} = \mathbf{0,00176};$$

dove:

t_f = spessore del rinforzo = 0,165 mm;
 b = base della sezione da rinforzare = 30 cm = 300 mm;
 h = altezza della sezione da rinforzare = 50 cm = 500 mm;

- Pressione di confinamento (f_1) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.33) di [1]:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} = 0,50 \cdot 0,00176 \cdot 270000 \cdot 0,0060 = \mathbf{1,4256} \text{ N/mm}^2;$$

dove:

ρ_f = percentuale geometrica di rinforzo = 0,00176;
 E_f = modulo elastico normale FRP = 270000 N/mm²;
 $\varepsilon_{fd,rid}$ = deformazione ridotta di calcolo del rinforzo = 0,0060.

- Coefficiente di efficienza (k_{eff}) -

Questo è dato dalla seguente relazione (4.34) di [1]:

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha = 0,38 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = \mathbf{0,38};$$

dove:

k_H = coefficiente di efficienza orizzontale, che per le sezioni quadrate/rettangolari è dato dalla relazione (4.40) di [1]:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g} = 1 - \frac{260^2 + 460^2}{3 \cdot 150000} = \mathbf{0,38};$$

dove:

b' = larghezza di "confinamento" (Figura 9.5) = $b - 2 \cdot r_c = 300 - 40 = 260$ mm.
 b = base della sezione da rinforzare = 300 mm;
 r_c = raggio di curvatura = 20,0 mm.
 h' = altezza di "confinamento" (Figura 9.5) = $h - 2 \cdot r_c = 500 - 40 = 460$ mm.
 h = altezza della sezione da rinforzare = 500 mm;
 r_c = raggio di curvatura = 20,0 mm.

A_g = Area della sezione trasversale dell'elemento confinato = $0,15 \text{ m}^2 = 1500 \text{ cm}^2 = 150000 \text{ mm}^2$.

k_V : nel caso di fasciature continue viene assunto pari ad $\mathbf{1,0}$ [4.5.2.1(6) di [1]].

k_α : coefficiente di efficienza funzione dell'inclinazione delle fibre, dato dalla relazione (4.36) di [1]:

$$k_\alpha = 1 - \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)} = 1 - \frac{1}{1 + (\tan 0)} = \mathbf{1,00};$$

dove:

α_f = angolo di inclinazione, rispetto alla verticale, delle fibre = 0° (disposizione delle fibre ortogonali all'asse).

- Pressione efficace di confinamento ($f_{1,eff}$) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.42) di [1]:

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = 0,38 \cdot 1,43 = \mathbf{0,54} \text{ N/mm}^2;$$

dove:

k_{eff} = coefficiente di efficienza = 0,38;
 f_1 = pressione di confinamento = 1,43 N/mm².

Prima di procedere alla valutazione di f_{cdd} e ε_{ccu} , termini in cui entra l'eventuale effetto di confinamento, esponiamo le condizioni per cui **NON** va considerato l'effetto del confinamento:

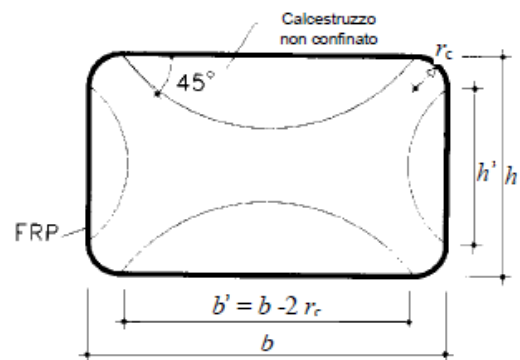


Figura 9.5: confinamento di sezioni rettangolari (Figura 4-13 di [1])

a) quando $f_{1,eff}/f_{cd} \leq 0,05$ [§ 4.5.2(7)].

Nel caso in esame si ha:

$$f_{1,eff}/f_{cd} = 0,54/14,70 = 0,0367 < 0,05 \rightarrow \text{NO};$$

dove:

$$f_{1,eff} = \text{pressione efficace di confinamento} = 0,54 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{cd} = f_{cd,dt} = \text{resistenza a compressione del cls (N.B. 9.1)} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck}/(FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 25/(1,20 \cdot 1,0) = 14,70 \text{ N/mm}^2.$$

N.B. 9.1

Il confinamento è da considerare sempre un meccanismo di tipo duttile, per cui si la f_{cd} è quella per meccanismo duttile ($\gamma_c = 1$).

b) per sezioni quadrate/rettangolari per le quali $b/h > 2$ ovvero $\max(b,h) > 900$ mm [§ 4.5.2.1.2(5)]; a meno di prove sperimentali che ne dimostrino il contrario.

Nel caso in esame si ha che:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b/h = 300/500 = 0,6 < 2; \max(b,h) = \max(300,500) = 500 < 900 \rightarrow \text{OK}.$$

- Resistenza di progetto del cls confinato (f_{ccd}) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.31) di [1]:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \rightarrow f_{ccd} = f_{cd} \cdot \left[1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right].$$

Tuttavia, in EdiLus non viene considerato (in "lineare" ed in "non lineare") l'effetto del confinamento sulla tensione, per cui la f_{ccd} corrisponde al valore della f_{cd} per meccanismo duttile:

$$f_{ccd} = f_{cd} = f_{cd,dt} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck}/(FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 25/(1,20 \cdot 1,0) = \mathbf{14,70} \text{ N/mm}^2.$$

- Deformazione ultima del cls confinato (ε_{ccu}) -

Questa è data dalla seguente relazione (4.41) di [1]:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}}} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{0,54}{14,70}} = 0,0035 + 0 = \mathbf{0,0035};$$

dove:

$$f_{1,eff} = \text{pressione efficace di confinamento} = 0,54 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{cd} = f_{cd,dt} = \text{resistenza a compressione del cls (N.B. 9.1)} = 14,70 \text{ N/mm}^2;$$

Poiché $f_{1,eff}/f_{cd} = 0,0367 < 0,05$ (condizione a) dell'effetto di confinamento) \rightarrow l'effetto del confinamento NON VIENE considerato.

Quindi, in EdiLus questa viene effettivamente calcolata (sempre con $\gamma_c = 1$) ma:

- non interviene nel calcolo del taglio;
- interviene nel calcolo PushOver modificando la deformazione ultima del Cls.

10 (CA-Old) - Test di Validazione n.10 (Confinamento Nodo con FRP)

Titolo: **Verifica di confinamento nodo (esistente).**

I file di EdiLus (CA-Old) sono: **Test_cnf_Nodo.EDL** e **Test_cnf_Nodo_rinforzato.EDL**.

Il presente test ha lo scopo di esplicitare il criterio di verifica utilizzato dal programma EdiLus per la verifica dei nodi esistenti non confinati e come viene valutato l'eventuale intervento di rinforzo con FRP.

Dati

- Livello di conoscenza -

Limitato [LC1];

Fattore di Confidenza (FC) = 1,35.

- Nodo -

Relativamente alla struttura esaminata (*Figura 10.1*) si è preso in esame il **nodo 10** (*Figura 10.2*) in cui concorrono (in una sola direzione) i seguenti elementi (evidenziati in rosso nella *Figura 10.1*):

	Trave 1-2	Pilastro 2	Trave 2-3
Sezione [cm]	30x50	30x30	30x50
LLI [m]	4,81	2,50	4,02
Materiale	Cls C20/25_B450C	Cls C20/25_B450C	Cls C20/25_B450C

Sul nodo in esame verranno analizzati i seguenti casi:

- Caso 1: nodo senza presenza di interventi ma con la presenza di staffe;
- Caso 2: nodo con presenza di intervento (in FRP) e staffe.

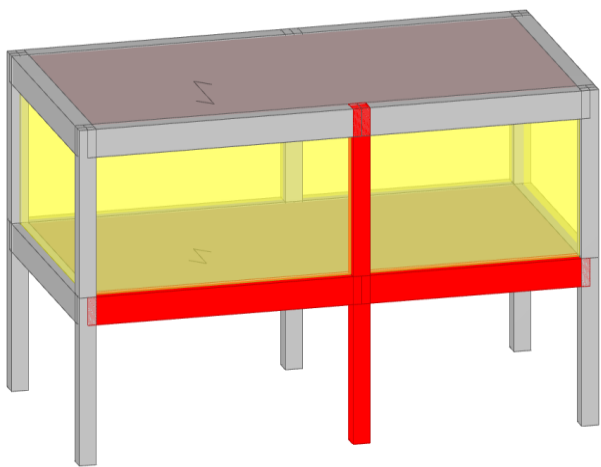


Figura 10.1: vista - "Editor 3D"

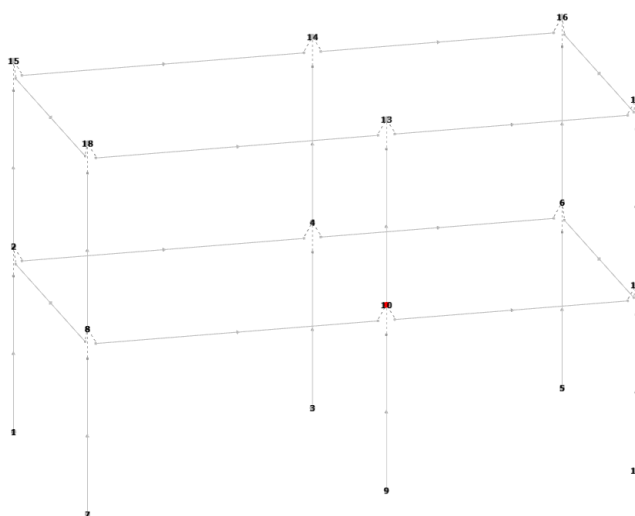


Figura 10.2: vista - "Strutturale"

CASO 1: Nodo Non confinato - Non rinforzato - Con staffe di confinamento

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_cnf_Nodo.EDL**.

Consideriamo che nel nodo in esame siano presenti staffe da 8 mm ogni 25 cm (2 ϕ 8/25 - Figura 10.3).

La presenza delle staffe nel nodo produce un'azione di confinamento del nodo (σ_{or}), che va a ridurre la tensione principale di trazione, data dalla relazione:

$$\sigma_{or} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b_j \cdot h_{iw}}$$

con:

A_{sw} = area delle staffe;
 f_{yd} = resistenza di progetto acciaio;
 b_j = larghezza efficace del nodo;
 h_{iw} = distanza tra le giaciture di armature delle travi.

La verifica a confinamento del nodo, in relazione alle (C8.7.2.11) e (C8.7.2.12) della Circolare 21-01-2019 n. 7, consiste nelle seguenti verifiche:

A taglio Trazione (CS_{ξ})

- *Verifica 1*

Consiste nel rapporto fra le azioni resistenti e quelli agenti, ossia:

$$CS_f = V_{sd}/V_d.$$

- *Verifica 2*

Consiste nel verificare la seguente relazione:

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{or}}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma + \sigma_{or}}{2} \leq 0,30 \cdot \sqrt{f_{cd}} = \sigma_{tr}$$

ossia:

$$CS_{\xi} = \sigma_{tr}/\sigma_{\xi}.$$

A taglio Compressione (CS_{η})

Tale verifica consiste nel verificare la seguente relazione:

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2} \leq 0,5 \cdot f_{cd} = \sigma_{cr}$$

ossia:

$$CS_{\eta} = \sigma_{cr}/\sigma_{\eta}.$$

dove:

$$\sigma = \frac{N_c}{b_c \cdot h_c}$$

$$\tau = \frac{V_{jbd}}{b_j \cdot h_{jc}}$$

con:

N_c = sforzo normale del pilastro sopra il nodo;
 h_c = altezza della sezione del pilastro superiore;
 b_c = base della sezione del pilastro superiore;

V_{jbd} = taglio nel nodo per sisma (+/-);
 b_j = larghezza efficace del nodo;
 h_{jc} = distanze tra le giaciture più esterne di armature del pilastro.

Procediamo a determinare i vari contributi per il caso in esame:

- Tensione orizzontale di compressione nel nucleo di calcestruzzo (σ_{or}) -

$$\sigma_{or} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b_j \cdot h_{iw}} = \frac{201,06 \cdot 289,86}{300 \cdot 456} = \mathbf{0,42 \text{ N/mm}^2};$$

dove:

$$A_{sw} = \text{area delle staffe} = n_{sw} \cdot n_{bw} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} = 2 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 201,06 \text{ mm}^2;$$

n_{sw} = numero di staffe presenti nel nodo = 2;

n_{bw} = numero bracci staffe = 2;

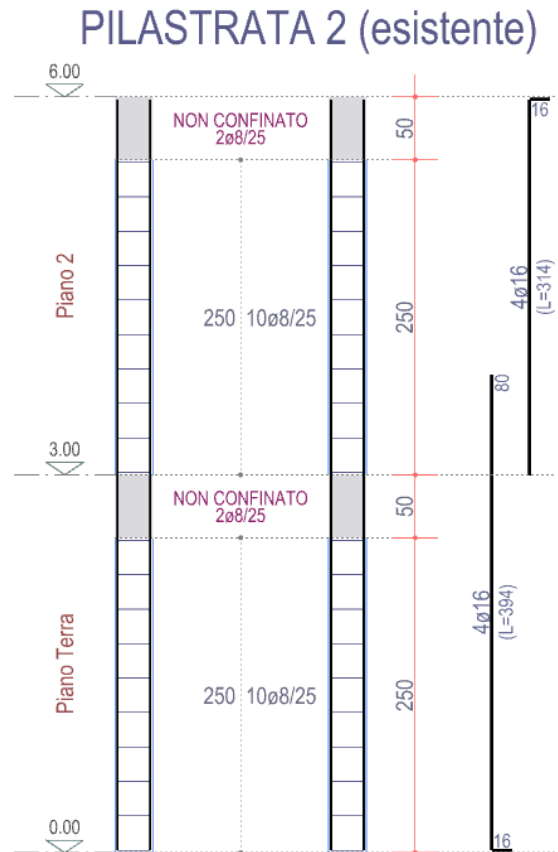


Figura 10.3: armature - pilastro

ϕ_w = diametro delle staffe = 8 mm.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_s} = \frac{450}{1,35 \cdot 1,15} = 289,86 \text{ N/mm}^2;$$

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio = 450 N/mm²;

FC = fattore di confidenza = 1,35;

γ_s = coefficiente di sicurezza dell'acciaio = 1,15.

b_j = 300 mm (larghezza del nodo);

h_{jw} = 456 mm (altezza del nodo).

- Calcolo Taglio nel nodo (V_{jbd}) -

Per la determinazione delle tensioni principali a trazione (σ_ξ) e compressione (σ_η) occorre calcolare il taglio di progetto V_{jbd} agente nel nodo (*taglio nel nodo per sisma +/-*).

Tale taglio viene calcolato mediante la seguente relazione:

$$V_{jbd}^{+/-} = \left(\frac{M_{t,i-j}^{+/-}}{0,9 \cdot d_{i-j}} + \frac{M_{t,j-k}^{+/-}}{0,9 \cdot d_{j-k}} \right) - V_C^{+/-},$$

dove:

$M_{t,i-j}$ = momento della trave i-j nell'estremo j per sisma +/- (Figura 10.4);

$M_{t,j-k}$ = momento della trave j-k nell'estremo j per sisma +/- (Figura 10.4);

d_{i-j} = altezza utile della trave i-j (Figura 10.4);

d_{j-k} = altezza utile della trave j-k (Figura 10.4);

V_C = taglio nel pilastro sopra il nodo per sisma +/- (Figura 10.4).

Nel caso in esame, considerando i-j = 1-2 e j-k = 2-3, si ha:

	Sisma "+"	Sisma "-"
$M_{t,1-2}$ [Nmm]	2 469 000	96 767 000
$M_{t,2-3}$ [Nmm]	93 971 000	13 001 000
d_{1-2} [mm]		464
d_{2-3} [mm]		464
V_C [N]	34607	34607
V_{jbd} [N]	$\left(\frac{2469000}{0,9 \cdot 464} + \frac{93971000}{0,9 \cdot 464} \right) - 34607 = \mathbf{196\ 332}$	$\left(\frac{96767000}{0,9 \cdot 464} + \frac{13001000}{0,9 \cdot 464} \right) - 34607 = \mathbf{228\ 247}$

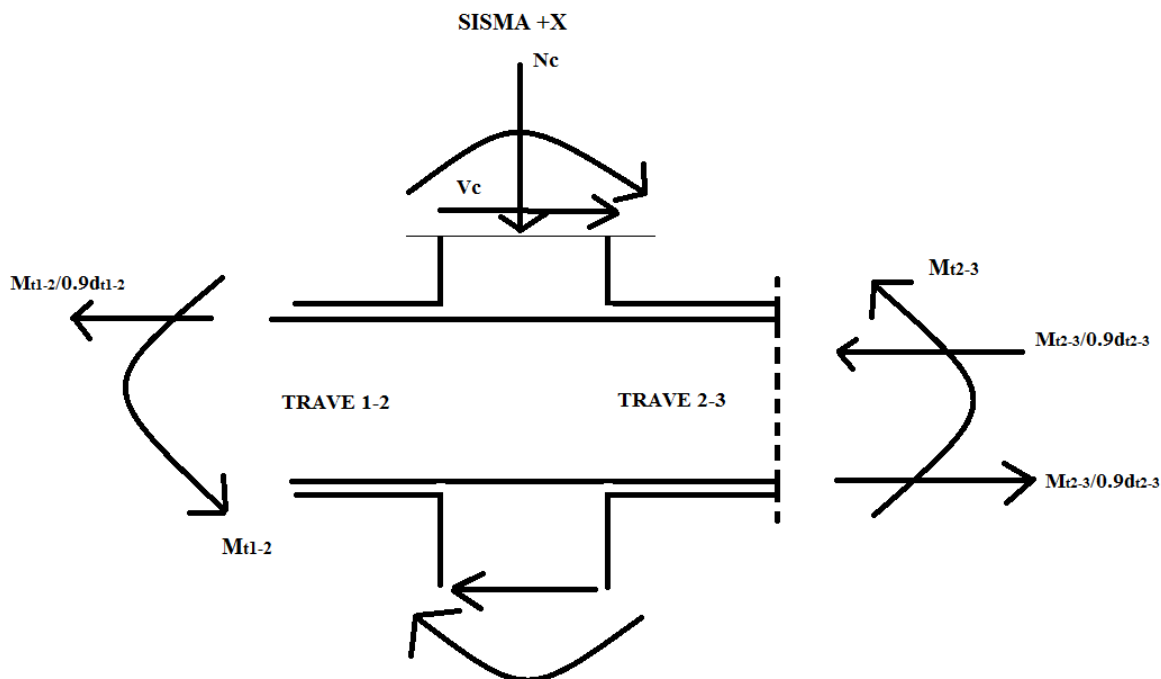


Figura 10.4: azioni agenti sul nodo

- Calcolo σ e τ -

Si riporta di seguito il calcolo di σ e τ :

	Sisma "+"	Sisma "-"
σ [N/mm ²]	$\sigma = \frac{N_c}{b_c \cdot h_c} = \frac{90618}{300 \cdot 300} = \mathbf{1,01}$	
	$N_c = 90618 \text{ N};$ $b_c = 300 \text{ mm};$ $h_c = 300 \text{ mm}.$	
τ [N/mm ²]	$\tau = \frac{V_{jbd}^{(+)}}{b_j \cdot h_{jc}} = \frac{196\,244}{300 \cdot 256} = \mathbf{2,52}$	$\tau = \frac{V_{jbd}^{(-)}}{b_j \cdot h_{jc}} = \frac{228332}{300 \cdot 256} = \mathbf{2,93}$
	$V_{jbd}^{(+)} = 196244 \text{ N};$ $b_j = 300 \text{ mm};$ $h_{jc} = 256 \text{ mm}.$	$V_{jbd}^{(-)} = 228332 \text{ N};$

- Tensione principale di trazione (σ_ξ) -

La tensione principale di trazione (σ_ξ) vale:

	Sisma "+"	Sisma "-"
σ [N/mm ²]	1,01	1,01
σ_{or} [N/mm ²]	0,42	0,42
τ [N/mm ²]	2,52	2,93
σ_ξ [N/mm ²]	$\sqrt{\left(\frac{1,01 - 0,42}{2}\right)^2 + 2,52^2} - \frac{1,01 + 0,42}{2} = \mathbf{1,82}$	$\sqrt{\left(\frac{1,01 - 0,86}{2}\right)^2 + 2,93^2} - \frac{1,01 + 0,42}{2} = \mathbf{2,23}$

In EdiLus viene riportato il valore più grande (**2,23**).

- Tensione principale di compressione (σ_η) -

La tensione principale di compressione (σ_η) vale:

	Sisma "+"	Sisma "-"
σ [N/mm ²]	1,01	1,01
τ [N/mm ²]	2,52	2,93
σ_η [N/mm ²]	$\sqrt{\left(\frac{1,01}{2}\right)^2 + 2,52^2} + \frac{1,01}{2} = \mathbf{3,07}$	$\sqrt{\left(\frac{1,01}{2}\right)^2 + 2,93^2} + \frac{1,01}{2} = \mathbf{3,47}$

In EdiLus viene riportato il valore più grande (**3,47**).

- Resistenze (σ_{tR} e σ_{cR}) -

Le resistenze a trazione e compressione sono date dalle seguenti relazioni:

Trazione (σ_{tR})	Compressione (σ_{cR})
$0,3 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,3 \cdot \sqrt{8,71} = \mathbf{0,89 \text{ N/mm}^2};$	$0,5 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 8,71 = \mathbf{4,35 \text{ N/mm}^2};$
$f_{cd} = \text{resistenza di progetto a compressione del cls} = 0,83 \cdot 0,85 \cdot 25,00 / (1,35 \cdot 1,50) = 8,71 \text{ N/mm}^2.$	

- Contributo delle staffe all'integrità del nodo per fessurazione diagonale -

Nel caso di presenza delle staffe nel nodo, si valuta anche che l'integrità del nodo, a seguito della fessurazione diagonale, può essere garantita dalle staffe orizzontali presenti nel nodo. In tal caso, la verifica per il taglio trazione è effettuata in termini di taglio e non più di tensioni.

Infatti, vengono calcolati:

- un taglio agente (V_d): funzione delle azioni sollecitazioni delle travi e dell'azione di compressione sul nodo;
- un taglio resistente (V_{sd}) dovuto alle staffe.

Il taglio di progetto per il meccanismo della fessurazione diagonale nel nodo si ottiene con la seguente relazione:

$$V_d^{+/-} = V_{jbd}^{+/-} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma}{f_{cd}} \right).$$

Dove $V_{jbd,\xi}$ è il taglio di progetto agente nel nodo (*taglio nel nodo per sisma +/-*) dovuto ai soli momenti.
Quindi:

$$V_{jbd,\xi}^{+/-} = \left(\frac{M_{t,i-j}^{+/-}}{0,9 \cdot d_{i-j}} + \frac{M_{t,j-k}^{+/-}}{0,9 \cdot d_{j-k}} \right),$$

dove:

$M_{t,i-j}$ = momento della trave i-j nell'estremo j per sisma +/- (Figura 10.4);
 $M_{t,j-k}$ = momento della trave j-k nell'estremo j per sisma +/- (Figura 10.4);
 d_{i-j} = altezza utile della trave i-j (Figura 10.4);
 d_{j-k} = altezza utile della trave j-k (Figura 10.4);

Nel caso in esame, considerando i-j = 1-2 e j-k = 2-3, si ha:

	Sisma "+"	Sisma "-"
$M_{t,1-2}$ [Nmm]	2 469 000	96 767 000
$M_{t,2-3}$ [Nmm]	93 971 000	13 001 000
d_{1-2} [mm]	464	
d_{2-3} [mm]	464	
$V_{jbd,\xi}$ [N]	$\left(\frac{2469000}{0,9 \cdot 464} + \frac{93971000}{0,9 \cdot 464} \right) = 230\ 939$	$\left(\frac{96767000}{0,9 \cdot 464} + \frac{13001000}{0,9 \cdot 464} \right) = 262\ 854$

Per quanto calcolato in precedenza, si ha:

	Sisma "+"	Sisma "-"
$V_{jbd,\xi}$ [N]	230 939	262 854
σ [N/mm ²]	1,01	1,01
f_{cd} [N/mm ²]	8,71	
V_d [N]	$V_{jbd}^+ \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma}{f_{cd}} \right) = 230939 \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{1,01}{8,71} \right) = 209\ 581$	$V_{jbd}^+ \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma}{f_{cd}} \right) = 262854 \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{1,01}{8,71} \right) = 238\ 546$
	$\max(209581; 238546) = 238\ 546$	

Di seguito si riporta il contributo al taglio resistente delle staffe presenti nel nodo.

$$V_{sd} = n_{sw} \cdot n_b \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 2 \cdot 2 \cdot 50,27 \text{ mm}^2 \cdot 289,86 \text{ N/mm}^2 = 58\ 279 \text{ N (} V_{rsd} \text{ in EdILus)}.$$

con:

$$n_{sw} = 2;$$

$$n_b = 2;$$

$$A_{sw} = \text{area della staffa} = \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 50,27 \text{ mm}^2;$$

$$\phi_w = \text{diametro delle staffe} = 8 \text{ mm.}$$

$$f_{yd} = 289,86 \text{ N/mm}^2.$$

- Verifiche ($CS_{\xi \setminus f}$ e CS_{η}) -

Di seguito si riportano le verifiche:

Trazione ($CS_{\xi \setminus f}$)

Verifica 1

In questo caso la verifica consiste nel rapporto fra le azioni resistenti e quelli agenti, ossia:

$$CS_f = V_{sd} / V_d.$$

Nel caso in esame, risulta:

V_{sd} [N]	V_{sd} [N]	CS_f
58 279	238 546	0,24

Verifica 2

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{or}}{2} \right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma + \sigma_{or}}{2} \leq 0,30 \cdot \sqrt{f_{cd}} = \sigma_{tR}$$

$$CS_{\xi} = \frac{\sigma_{tR}}{\max(\sigma_{\xi}^{(+)}, \sigma_{\xi}^{(-)})} = \frac{0,89}{\max(1,82; 2,23)} = \frac{0,89}{2,23} = 0,40$$

Compressione (CS_{η})

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2} \right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2} \leq 0,5 \cdot f_{cd} = \sigma_{cR}$$

$$CS_{\eta} = \frac{\sigma_{tR}}{\max(\sigma_{\eta}^{(+)}, \sigma_{\eta}^{(-)})} = \frac{4,35}{\max(3,21; 3,48)} = \frac{4,35}{3,48} = 1,25$$

Come coefficiente di sicurezza di tale verifica si considera il massimo fra i due meccanismi esaminati, ovvero:

$$CS_{\xi/f} = \max \{CS_f; CS_{\xi}\} = \max \{0,24; 0,40\} = \mathbf{0,40} \quad (CS_{\xi})$$

- Confronto -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

VERIFICA DI CONFINAMENTO

Nodo 10	
Verifica1	
Dati generali di verifica	
Pos	E
C/NC	NC
Id _{pil,sup}	-
σ_{cR}	4,35
σ_{tR}	0,89
f_{yk}	450,00
$N_{d,sup}$	90 618
$N_{d,inf}$	186 882
A_{sw}	2/φ8/25/2
CS_{η}	1,25
CS_{ξ}	0,40
R_f	NO
Dati indicati per direzione	
1	
Id _{Tr}	Trave 2-3
b_i	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	93 971,00
A_i/M^-	-13 001,00
Or_{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34 607
$V_{c,\xi}$	34 607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	2,23
V_d	238 546
V_{rsd}	58 279
h_{jc}	26
Id _{Tr}	Trave 1-2
b_i	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	-2 469,00
A_{inf}/M^-	96 767,00
Or_{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34 607
$V_{c,\xi}$	34 607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	2,23
V_d	238 546
V_{rsd}	58 279
h_{jc}	26
Verifica Confinamento Nodo a Trazione diagonale NON soddisfatta.	

Calcolo Manuale

VERIFICA DI CONFINAMENTO

Nodo 10	
Verifica1	
Dati generali di verifica	
Pos	E
C/NC	NC
Id _{pil,sup}	Pilastro 2
σ_{cR}	4,35
σ_{tR}	0,89
f_{yk}	450,00
$N_{d,sup}$	90.618
$N_{d,inf}$	186.882
A_{sw}	2/φ8/25/2
CS_{η}	1,25
CS_{ξ}	0,40
R_f	NO
Dati indicati per direzione	
1	
Id _{Tr}	Trave 2-3
b_i	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	93.971,00
A_i/M^-	-13.001,00
Or_{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34.607
$V_{c,\xi}$	34.607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	2,23
V_d	238.622
V_{rsd}	58.279
h_{jc}	26
Id _{Tr}	Trave 1-2
b_i	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	-2.469,00
A_{inf}/M^-	96.767,00
Or_{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34.607
$V_{c,\xi}$	34.607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	2,23
V_d	238.622
V_{rsd}	58.279
h_{jc}	26
Verifica Confinamento Nodo a Trazione diagonale NON soddisfatta.	

EdiLus

Come si può notare, i risultati sono sostanzialmente identici.

CASO 2: Nodo Non confinato - Con rinforzo in FRP - Con staffe

Il file di EdilLus (CA-Old) è: **Test_cnf_Nodo_rinforzato.EDL**.

Analizziamo ora il caso di verifica a confinamento con presenza di rinforzo in FRP nel nodo.

La verifica a confinamento del nodo, in relazione alle (C8.7.2.11) e (C8.7.2.12) della Circolare 21-01-2019 n. 7, consiste nelle seguenti verifiche:

A taglio Trazione ($CS_{\xi V}$)	A taglio Compressione (CS_{η})
<ul style="list-style-type: none"> Verifica 1 Consiste nel rapporto fra le azioni resistenti e quelli agenti, ossia: $CS_F = V_{rsd}/V_d.$ Verifica 2 Consiste nel verificare la seguente relazione: $\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{or}}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma + \sigma_{or}}{2} \leq 0,30 \cdot \sqrt{f_{cd}} = \sigma_{tr}$ <p>ossia:</p> $CS_{\xi} = \sigma_{tr}/\sigma_{\xi}.$	<p>Tale verifica consiste nel verificare la seguente relazione:</p> $\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2} \leq 0,5 \cdot f_{cd} = \sigma_{cr}$ <p>ossia:</p> $CS_{\eta} = \sigma_{cr}/\sigma_{\eta}.$

Nell'esempio di calcolo, nel nodo esaminato consideriamo la presenza di (Figura 10.5 e Figura 10.6):

- staffe: 2 $\phi 8/25$ ($n_{sw} = 2$; $n_b = 2$; acciaio B450C; $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$; $\gamma_s = 1,15$; $FC = 1,35$; $f_{yd} = 450/(1,35 \cdot 1,15) = 289,86 \text{ N/mm}^2$);
- rinforzo in FRP ($s_f = 0,200$; $b_f = 300 \text{ mm}$; $n_f = 1$; Direzione Fibre = Quadriassiale/solo orizzontale; $E_f = 230 \text{ 000 N/mm}^2$; $f_{fd} = 0,004 \cdot E_f = 920 \text{ N/mm}^2$).

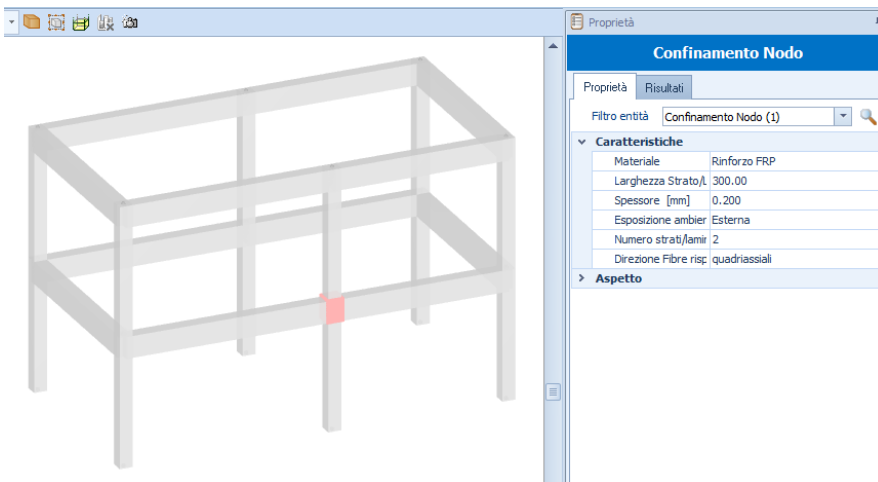


Figura 10.5: proprietà - rinforzo

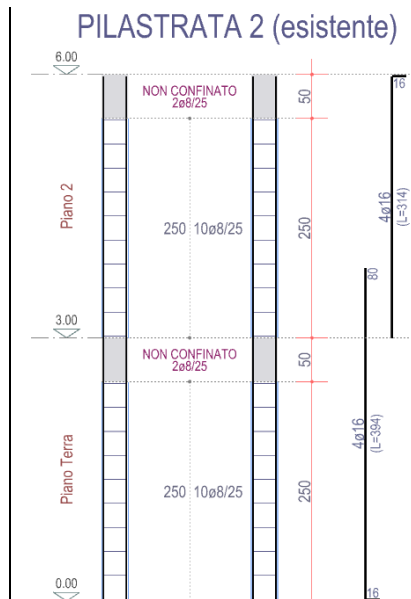


Figura 10.6: armature - pilastro

Procediamo a determinare i vari contributi utili alla verifica del caso in esame:

- Taglio resistente staffe + rinforzo (V_{rsd}) -

Il taglio resistente (V_{rsd}) è ottenuto come somma del contributo resistente dovuto alle staffe (se presenti) e del contributo resistente dovuto al FRP (con direzione fibre quadriassiale o uniassiale).

• Contributo staffe (V_{sd})

Il contributo al taglio resistente delle staffe presenti nel nodo è dato dalla relazione:

$$V_{sd} = n_{sw} \cdot n_b \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}.$$

con:

- n_{sw} = numero di staffe nel nodo;
- n_{bw} = numero di bracci delle staffe;

A_{sw} = area della singola staffa;
 f_{yd} = tensione di progetto dell'acciaio delle staffe.

Per il caso in esame si ha:

$$V_{sd} = n_{sw} \cdot n_b \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 2 \cdot 2 \cdot 50,27 \text{ mm}^2 \cdot 289,86 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{58\ 279\ N.}$$

con:

$$n_{sw} = 2;$$

$$n_{bw} = 2;$$

$$A_{sw} = \text{area della singola staffa} = \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 50,27 \text{ mm}^2;$$

ϕ_w = diametro delle staffe = 8 mm.
 $f_{yd} = 289,86 \text{ N/mm}^2.$

N.B. 10.1

Non riportato in EdiLus.
 Tuttavia, si può ricavare come differenza tra V_{rsd} e V_{jsr} ($V_{sd} = V_{rsd} - V_{jsr}$).

• **Contributo del rinforzo (V_{jsr})**

I contributi al taglio resistente del rinforzo in FRP nel caso di direzione delle fibre *quadriassiale* e *monoassiale* (solo Orizzontali) è dato dalle relazioni:

	Quadriassiale	solo Orizzontali
$V_{jsr} =$	$s_f \cdot b_f \cdot f_{rd} \cdot n_f \cdot (1 + \sqrt{2})$	$s_f \cdot b_f \cdot f_{rd} \cdot n_f$

con:

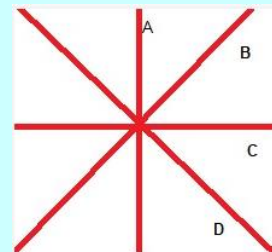
- s_f = spessore del rinforzo;
- b_f = larghezza del rinforzo (inteso in direzione verticale, quindi lungo l'altezza del pilastro);
- $f_{rd} = 0,004 \cdot E_f$ = tensione di progetto del rinforzo in FRP [deformazione limitata al 0,4% come suggerito in (9) del § 4.5.1 delle CNR-DT 200 R1/2013];
- E_f = modulo elastico normale FRP;
- n_f = numero strati di rinforzo.

N.B. 10.2

Nel rinforzo quadriassiale le fibre presenti (A, B, C, e D) lavorano come segue:

- A: non lavora;
- B: lavora con un coefficiente $\sqrt{2}/2$;
- C: lavora con un coefficiente 1;
- D: lavora con un coefficiente $\sqrt{2}/2$.

Quindi, in totale la fibra quadriassiale lavora con un coefficiente $1 + \sqrt{2}$ ($0 + \sqrt{2}/2 + 1 + \sqrt{2}/2$) rispetto a quella con tessuto monoassiale (solo orizzontale).



Per il caso in esame i vari contributi valgono:

	Quadriassiale	solo Orizzontali
$V_{jsr} = s_f \cdot b_f \cdot f_{rd} \cdot n_f \cdot (1 + \sqrt{2}) =$ $= 0,200 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 920 \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot (1 + \sqrt{2}) =$ $= \mathbf{266\ 529\ N.}$	$V_{jsr} = s_f \cdot b_f \cdot f_{rd} \cdot n_f =$ $= 0,200 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 920 \text{ N/mm}^2 \cdot 2 =$ $= \mathbf{110\ 400\ N.}$	

con:

$$s_f = 0,200 \text{ mm};$$

$$b_f = 300 \text{ mm};$$

$$f_{rd} = 920 \text{ N/mm}^2;$$

$$n_f = 2.$$

• **Taglio resistente Totale (V_{rsd})**

Pertanto, il taglio resistente staffe + rinforzo (totale) è dato da:

Taglio resistente	Quadriassiale	solo Orizzontali
Rinforzo (V_{jsr}) [N]	266 529	110 400
Staffe (V_{sd}) [N]		58 279
Totale (V_{rsd}) [N]	324 808	168 679

- Tensione orizzontale di compressione (σ_{or}) -

Si ottiene come somma del contributo dovuto alle staffe (se presenti) e del contributo dovuto al FRP (con direzione fibre quadriassiale o uniassiale).

• Contributo staffe ($\sigma_{or,stf}$)

Come già esposto anche nel caso 1 si ha:

$$\sigma_{or,stf} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{201,06 \cdot 289,86}{300 \cdot 460} = \mathbf{0,422 \text{ N/mm}^2};$$

dove:

$$A_{sw} = \text{area delle staffe} = n_{sw} \cdot n_{bw} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} = 2 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 201,06 \text{ mm}^2;$$

n_{sw} = numero di staffe presenti nel nodo = 2;

n_{bw} = numero bracci staffe = 2;

ϕ_w = diametro delle staffe = 8 mm.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_s} = \frac{450}{1,35 \cdot 1,15} = 289,86 \text{ N/mm}^2;$$

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio = 450 N/mm²;

FC = fattore di confidenza = 1,35;

γ_s = coefficiente di sicurezza dell'acciaio = 1,15.

b_j = larghezza del nodo = 300 mm;

h_{jw} = altezza del nodo = 460 mm.

• Contributo rinforzo ($\sigma_{or,rnf}$)

Questa è calcolata dividendo V_{jsr} per ($b_j \cdot h_{jw}$).

Quadriassiale	solo Orizzontali
$\frac{s_f \cdot b_f \cdot f_{fd} \cdot n_f \cdot (1 + \sqrt{2})}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{0,200 \cdot 300 \cdot 920 \cdot 2 \cdot (1 + \sqrt{2})}{300 \cdot 460} =$ $= \frac{266529}{300 \cdot 460} = \mathbf{1,931 \text{ N/mm}^2};$	$\frac{s_f \cdot b_f \cdot f_{fd} \cdot n_f}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{0,200 \cdot 300 \cdot 920 \cdot 2}{300 \cdot 460} =$ $= \frac{110400}{300 \cdot 460} = \mathbf{0,800 \text{ N/mm}^2};$

dove:

s_f = spessore del rinforzo = 0,200 mm;

b_f = larghezza del rinforzo = 300 mm;

f_{fd} = tensione di progetto del rinforzo in FRP = 920 N/mm²;

n_f = numero strati di rinforzo = 2;

b_j = larghezza del nodo = 300 mm;

h_{jw} = altezza del nodo = 460 mm.

Quindi, $\sigma_{or} = \sigma_{or,stf} + \sigma_{or,rnf}$ è data da:

	Quadriassiale	solo Orizzontali
Staffe ($\sigma_{or,stf}$) [N/mm ²]		0,422
Rinforzo ($\sigma_{or,rnf}$) [N/mm ²]	1,932	0,800
Totale (σ_{or}) [N/mm²]	2,354	1,222

- Calcolo σ -

Per quanto già detto nel caso 1 si ha:

	Sisma "+"	Sisma "-"
σ [N/mm ²]	$\sigma = \frac{N_c}{b_c \cdot h_c} = \mathbf{1,01}$	$\sigma = \frac{N_c}{b_c \cdot h_c} = \mathbf{1,01}$
	$N_c = 90618;$ $b_c = 300 \text{ mm};$ $h_c = 300 \text{ mm}.$	

- Calcolo τ -

- Taglio di progetto nel nodo (V_{jbd}) -

Partendo dalle sollecitazioni delle travi (momenti) e dal taglio del pilastro superiore, si determina il taglio di

progetto V_{jbd} agente nel nodo (*taglio nel nodo per sisma +/-*) mediante la seguente relazione:

$$V_{jbd}^{+/-} = \left(\frac{M_{t,i-j}^{+/-}}{0,9 \cdot d_{i-j}} + \frac{M_{t,j-k}^{+/-}}{0,9 \cdot d_{j-k}} \right) - V_C^{+/-},$$

dove:

$M_{t,i-j}$ = momento della trave i-j nell'estremo j per sisma +/- (Figura 10.4);
 $M_{t,j-k}$ = momento della trave j-k nell'estremo j per sisma +/- (Figura 10.4);
 d_{i-j} = altezza utile della trave i-j (Figura 10.4);
 d_{j-k} = altezza utile della trave j-k (Figura 10.4);
 V_C = taglio nel pilastro sopra il nodo per sisma +/- (Figura 10.4).

Nel caso in esame, considerando i-j = 1-2 e j-k = 2-3, si ha:

	Sisma "+"	Sisma "-"
$M_{t,1-2}$ [Nmm]	2 469 000	96 767 000
$M_{t,2-3}$ [Nmm]	93 971 000	13 001 000
d_{1-2} [mm]		464
d_{2-3} [mm]		464
V_C [N]	34 607	34 607
V_{jbd} [N]	$\left(\frac{2469000}{0,9 \cdot 464} + \frac{93971000}{0,9 \cdot 464} \right) - 34607 = \mathbf{196\ 332}$	$\left(\frac{96767000}{0,9 \cdot 464} + \frac{13001000}{0,9 \cdot 464} \right) - 34607 = \mathbf{228\ 247}$

A questo punto possiamo calcolare τ :

	Sisma "+"	Sisma "-"
τ [N/mm ²]	$\tau = \frac{V_{jbd}^{(+)}}{b_j \cdot h_{jc}} = \frac{196\ 332}{300 \cdot 260} = \mathbf{2,52}$	$\tau = \frac{V_{jbd}^{(-)}}{b_j \cdot h_{jc}} = \frac{228247}{300 \cdot 260} = \mathbf{2,93}$
	$V_{jbd}^{(+)} = 196332$ N; $b_j = 300$ mm; $h_{jc} = 260$ mm.	$V_{jbd}^{(-)} = 228247$ N;

- Tensione principale di trazione (σ_ξ) -

Essendo:

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{or}}{2} \right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma + \sigma_{or}}{2}$$

Per quanto visto in precedenza si ha:

	Sisma "+"		Sisma "-"	
	Quadriassiale	solo Orizzontali	Quadriassiale	solo Orizzontali
σ_{or} [N/mm ²]	2,35	1,22	2,35	1,22
σ [N/mm ²]	1,01		1,01	
τ [N/mm ²]	2,52		2,93	
σ_ξ [N/mm²]	0,93	1,40	1,32	1,81

- Tensione principale di compressione (σ_η) -

Per quanto visto in precedenza si ha:

	Sisma "+"	Sisma "-"
σ [N/mm ²]	1,01	1,01
τ [N/mm ²]	2,52	2,93
σ_η [N/mm²]	$\sqrt{\left(\frac{1,01}{2} \right)^2 + 2,52^2} + \frac{1,01}{2} = \mathbf{3,07}$	$\sqrt{\left(\frac{1,01}{2} \right)^2 + 2,93^2} + \frac{1,01}{2} = \mathbf{3,47}$

- Taglio di progetto nel nodo per fessurazione diagonale (V_{jbd}) -

Il taglio di progetto per il meccanismo della fessurazione diagonale nel nodo si ottiene con la seguente relazione:

$$V_d^{+/-} = V_{jbd,\xi}^{+/-} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma}{f_{cd}}\right).$$

Dove $V_{jbd,\xi}$ è il taglio di progetto agente nel nodo (*taglio nel nodo per sisma +/-*) dovuto ai soli momenti. Quindi:

$$V_{jbd,\xi}^{+/-} = \left(\frac{M_{t,i-j}^{+/-}}{0,9 \cdot d_{i-j}} + \frac{M_{t,j-k}^{+/-}}{0,9 \cdot d_{j-k}} \right),$$

dove:

$M_{t,i-j}$ = momento della trave i-j nell'estremo j per sisma +/- (Figura 10.4);

$M_{t,j-k}$ = momento della trave j-k nell'estremo j per sisma +/- (Figura 10.4);

d_{i-j} = altezza utile della trave i-j (Figura 10.4);

d_{j-k} = altezza utile della trave j-k (Figura 10.4);

Nel caso in esame, considerando i-j = 1-2 e j-k = 2-3, si ha:

	Sisma "+"	Sisma "-"
$M_{t,1-2}$ [Nmm]	2 432 000	96 802 000
$M_{t,2-3}$ [Nmm]	93 971 000	13 001 000
d_{1-2} [mm]		464
d_{2-3} [mm]		464
$V_{jbd,\xi}$ [N]	$\left(\frac{2432000}{0,9 \cdot 464} + \frac{93971000}{0,9 \cdot 464} \right) = \mathbf{230\ 850}$	$\left(\frac{96802000}{0,9 \cdot 464} + \frac{13001000}{0,9 \cdot 464} \right) = \mathbf{262\ 938}$

Per quanto calcolato in precedenza, si ha:

	Sisma "+" ($V_{isd,sup}$)	Sisma "-" ($V_{isd,inf}$)
$V_{jbd,\xi}$ [N]	230 850	262 938
σ [N/mm ²]	1,01	1,01
f_{cd} [N/mm ²]	8,71	
V_d [N]	$V_{jbd}^+ \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma}{f_{cd}}\right) = 230850 \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{1,01}{8,71}\right) = \mathbf{209\ 501}$	$V_{jbd}^- \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma}{f_{cd}}\right) = 262938 \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{1,01}{8,71}\right) = \mathbf{238\ 622}$
	$\max(209\ 501; 238\ 622) = \mathbf{238\ 622}$	

- Verifica -

taglio trazione ($CS_{\xi \setminus f}$)		taglio compressione (CS_{η})	
Verifica 1			
$CS_{\xi} = V_{rsd}/V_d$		$\sigma_{\eta} = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq 0,5 \cdot f_{cd} = \sigma_{cR}$	
V_{rsd} [N]	Quadriassiale 324 808	Uniassiale 168 679	$CS_{\eta} = \frac{\sigma_{tR}}{\max(\sigma_{\eta}^{(+)}, \sigma_{\eta}^{(-)})} = \frac{4,35}{\max(3,07; 3,47)} = \frac{4,35}{3,47} = \mathbf{1,25}$
V_d [N]	238 622		
CS_f	1,36	0,71	
Verifica 2			
$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{or}}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma + \sigma_{or}}{2} \leq 0,30 \cdot \sqrt{f_{cd}} = \sigma_{tR}$			
$CS_{\xi} = \frac{\sigma_{tR}}{\max(\sigma_{\xi}^{(+)}, \sigma_{\xi}^{(-)})}$			
CS_{ξ}	$\frac{0,89}{\max(0,93; 1,32)} = \frac{0,89}{1,32} =$	$\frac{0,89}{\max(1,40; 1,81)} = \frac{0,89}{1,81} =$	
	0,67	0,49	
Come coefficiente di sicurezza di tale verifica si considera il massimo fra i due meccanismi esaminati, ovvero:			
	Quadriassiale	Uniassiale	
CS_f	1,36	0,71	
CS_{ξ}	0,67	0,49	
CS	1,36 (CS_f)	0,71 (CS_f)	

N.B. 10.3

Se nella verifica 2 la sigma è negativa (compressione) allora il $CS_{\xi} = NS$ e anche il coefficiente di sicurezza per la verifica a taglio trazione vale NS (max tra verifica 1 e 2).

- Confronto -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di Edilus nel caso di rinforzo Quadriassiale e monoassiale.

- con rinforzo quadriassiale

VERIFICA DI CONFINAMENTO

Nodo 10	
Verifica1	
<i>Dati generali di verifica</i>	
Pos	-
C/NC	-
Id _{pil,sup}	-
σ_{cR}	4,35
σ_{tR}	0,89
f_{yk}	450,00
f_{fk}	3 430,00
$N_{d,sup}$	90 618
$N_{d,inf}$	180 132
A_{sw}	2/φ8/25/2
CS_{η}	1,25
CS_f	1,36
R_f	SI
<i>Dati indicati per direzione</i>	
1	
Id _{Tr}	Trave 2-3
b_j	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	93 971,00
A_{inf}/M^-	-13 001,00
Or _{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34 607
$V_{c,\xi}$	34 607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	1,32
$V_{jzd,sup}$	209 581
$V_{jzd,inf}$	238 546
V_d	238 546
V_{jsr}	266.529
V_{rsd}	324.808
h_{jc}	26
Id _{Tr}	Trave 1-2
b_j	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	-2 432,00
A_{inf}/M^-	96 802,00
Or _{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34 607
$V_{c,\xi}$	34 607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	1,32
$V_{jzd,sup}$	209 581
$V_{jzd,inf}$	238 546
V_d	238 546
V_{jsr}	266.529
V_{rsd}	324.808
h_{jc}	26

Calcolo Manuale

VERIFICA DI CONFINAMENTO

Nodo 10	
Verifica1	
<i>Dati generali di verifica</i>	
Pos	E
C/NC	NC
Id _{pil,sup}	Pilastro 2
σ_{cR}	4,35
σ_{tR}	0,89
f_{yk}	450,00
f_{fk}	3.430,00
$N_{d,sup}$	90.618
$N_{d,inf}$	180.132
A_{sw}	2/φ8/25/2
CS_{η}	1,25
CS_f	1,36
R_f	SI
<i>Dati indicati per direzione</i>	
1	
Id _{Tr}	Trave 2-3
b_j	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	93.971,00
A_{inf}/M^-	-13.001,00
Or _{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34.607
$V_{c,\xi}$	34.607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	1,32
$V_{jzd,sup}$	209.581
$V_{jzd,inf}$	238.622
V_d	238.622
V_{jsr}	266.529
V_{rsd}	324.808
h_{jc}	26
Id _{Tr}	Trave 1-2
b_j	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	-2.432,00
A_{inf}/M^-	96.802,00
Or _{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34.607
$V_{c,\xi}$	34.607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	1,32
$V_{jzd,sup}$	209.581
$V_{jzd,inf}$	238.622
V_d	238.622
V_{jsr}	266.529
V_{rsd}	324.808
h_{jc}	26

Edilus

• con rinforzo "solo Orizzontale"

VERIFICA DI CONFINAMENTO

Nodo 10	
Verifica1	
<i>Dati generali di verifica</i>	
Pos	-
C/NC	-
Id _{pil,sup}	-
σ_{cR}	4,35
σ_{tR}	0,89
f_{yk}	450,00
f_{fk}	3 430,00
$N_{d,sup}$	90 618
$N_{d,inf}$	180 132
A_{sw}	2/φ8/25/2
CS_{η}	1,25
CS_f	0,71
R_f	SI
<i>Dati indicati per direzione</i>	
1	
Id _{Tr}	Trave 2-3
b_j	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	93 971,00
A_{inf}/M^-	-13 001,00
Or _{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34 607
$V_{c,\xi}$	34 607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	1,81
$V_{jzd,sup}$	209 503
$V_{jzd,inf}$	238 624
V_d	238 624
V_{jsr}	110 400
V_{rsd}	168 679
h_{jc}	26
Id _{Tr}	Trave 1-2
b_j	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	-2.433,00
A_{inf}/M^-	96.803,00
Or _{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34 607
$V_{c,\xi}$	34 607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	1,81
$V_{jzd,sup}$	209 503
$V_{jzd,inf}$	238 624
V_d	238 624
V_{jsr}	110 400
V_{rsd}	168 679
h_{jc}	26

Calcolo Manuale

VERIFICA DI CONFINAMENTO

Nodo 10	
Verifica1	
<i>Dati generali di verifica</i>	
Pos	E
C/NC	NC
Id _{pil,sup}	Pilastro 2
σ_{cR}	4,35
σ_{tR}	0,89
f_{yk}	450,00
f_{fk}	3.430,00
$N_{d,sup}$	90.618
$N_{d,inf}$	180.132
A_{sw}	2/φ8/25/2
CS_{η}	1,25
CS_f	0,71
R_f	SI
<i>Dati indicati per direzione</i>	
1	
Id _{Tr}	Trave 2-3
b_j	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	93.971,00
A_{inf}/M^-	-13.001,00
Or _{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34.607
$V_{c,\xi}$	34.607
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	1,82
$V_{jzd,sup}$	209.479
$V_{jzd,inf}$	238.643
V_d	238.643
V_{jsr}	110.400
V_{rsd}	168.679
h_{jc}	26
Id _{Tr}	Trave 1-2
b_j	30
h_{jw}	46
A_{sup}/M^+	-2.422,00
A_{inf}/M^-	96.812,00
Or _{vjd}	M
$V_{c,\eta}$	34.606
$V_{c,\xi}$	34.606
σ_{η}	3,47
σ_{ξ}	1,82
$V_{jzd,sup}$	209.479
$V_{jzd,inf}$	238.643
V_d	238.643
V_{jsr}	110.400
V_{rsd}	168.679
h_{jc}	26

EdiLus

11 (CA-Old) - Test di Validazione n.11 (Allargamento Fondazione)

Titolo: **Verifica di carico limite plinto con allargamento fondazione.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_All_Fond.EDL.**

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per il calcolo del carico limite di un plinto a cui è stato applicato l'intervento "Sottofondazione". Tale intervento consente di modellare un allargamento della base di impronta della fondazione, al fine di migliorare la portanza del complesso terreno-fondazione.

Dati

- Analisi/Verifiche -

- Analisi sismica: Nessuna.
- Verifiche di sicurezza: Approccio 2 (**N.B. 11.1**).

N.B. 11.1

Con riferimento all'**Approccio 2** (Combinazione A₁+M₁+R₃) si ha:

- (**A1**): il valore di progetto delle azioni E_d si ottiene applicando, ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F (tabella 6.2.I delle NTC 2018 - colonna A1);
- (**M1**): il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M (tabella 6.2.II delle NTC 2018 - colonna M1);
- (**R3**): il valore di progetto della resistenza R_d è determinato tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera (tabella 6.4.I delle NTC 2018 - colonna R3).

Tab. 11.1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (parte della tabella 6.2.I delle NTC 2018)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ _F (o γ _E)	(A1)
Carichi permanenti G ₁	Favorevole	γ _{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Carichi permanenti G ₂	Favorevole	γ _{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ _Q	0,0
	Sfavorevole		1,5

Utilizzando l'**Approccio 2**, i coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari (Tab. 11.2), mentre il coefficiente parziale γ_R (Tab. 11.3) è assunto pari a 2,30.

Tab. 11.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (parte della tabella 6.2.II delle NTC 2018)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ _M	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ' _k	γ _{φ'}	1,0
Coesione efficace	c' _k	γ _{c'}	1,0
Resistenza non drenata	c _{uk}	γ _{c_u}	1,0
Peso dell'unità di volume	γ _r	γ _r	1,0

Tab. 11.3: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali (parte della tabella 6.4.I delle NTC 2018)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Carico limite	γ _R = 2,3
Scorrimento	γ _R = 1,1

L'obiettivo è ricercare, fra tutte le combinazioni di carico allo SLU, quella per cui la coppia E_d (Q_{Ed} in EdiLus) R_d (Q_{Rd} in EdiLus) da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

La verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno deve rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d,$$

dove:

- E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

- Plinto -

Il plinto oggetto dell'intervento presenta le seguenti caratteristiche: (*Figura 11.1*):

- Lunghezza (B) = 2,00 m.
- Larghezza (L) = 2,00 m.
- Altezza (H) = 0,50 m.
- Spessore magrone (s) = 0 m.

- Pilastro -

Il pilastro sotto cui è posizionato il plinto presenta le seguenti caratteristiche (Figura 11.2):

- Base (B_p) = 0,40 m.
- Altezza sezione (H_p) = 0,40 m.
- Altezza (h) = 1,50 m.
- Materiale = Cls C20/25_B450C
 $\gamma_{cls} = \text{peso specifico cls} = 25000 \text{ N/m}^3$.
- Forza (F_x) concentrata orizzontale di **15000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo +X.

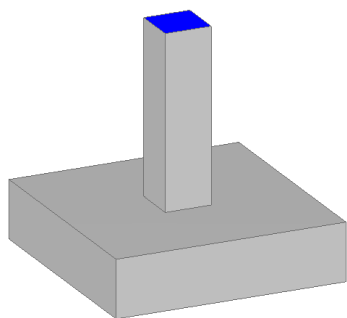


Figura 11.1: vista - "Editor 3D"

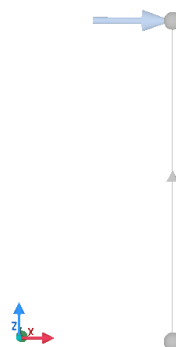


Figura 11.2: vista - "Forze e Momenti (utente)"

- Intervento -

L'intervento, rappresentato dall'oggetto "Sottofondazione", presenta le seguenti caratteristiche (Figura 11.3 e Figura 11.4):

- Estensione magrone in direzione (locale) 3^+ (s_3^+) = 0,30 m = 30 cm.
- Estensione magrone in direzione (locale) 3^- (s_3^-) = 0,30 m = 30 cm.
- Estensione magrone in direzione (locale) 2^+ (s_2^+) = 0,30 m = 30 cm.
- Estensione magrone in direzione (locale) 2^- (s_2^-) = 0,30 m = 30 cm.
- Materiale = Cls C25/30_B450C.
 $\gamma_{cls} = \text{peso specifico cls} = 25000 \text{ N/m}^3$.

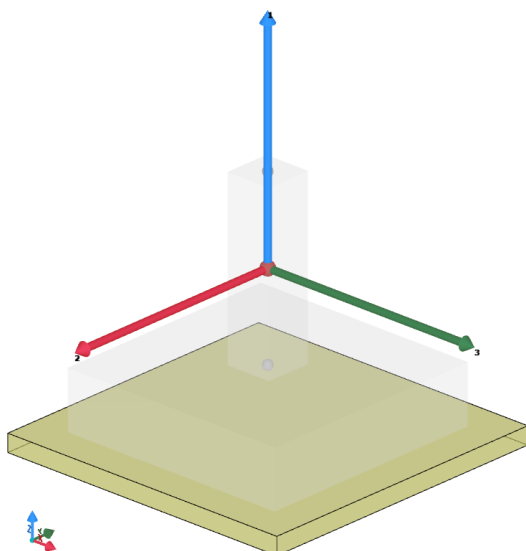


Figura 11.3: vista - "Interventi CA"

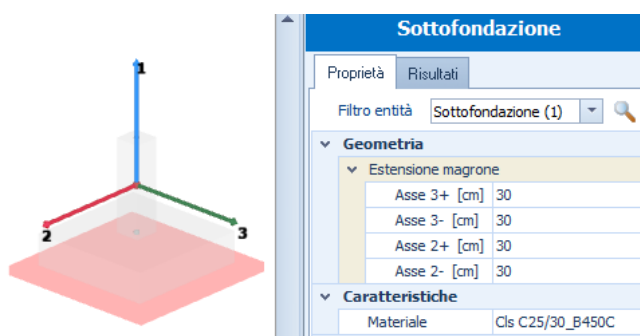


Figura 11.4: proprietà rinforzo

Praticamente, l'intervento consiste in un aumento della base di impronta sul terreno del plinto.

Infatti, per il caso in esame si passa da un'impronta di $B \cdot L = 4 \text{ m}^2$ ad un'impronta di $B_{rnf} \cdot L_{rnf} = 6,76 \text{ m}^2$, con:

- Lunghezza (B_{rnf}) = $B + S_3^+ + S_3^- = 2,00 + 0,30 + 0,30 = 2,60 \text{ m}$.
- Larghezza (L_{rnf}) = $B + S_2^+ + S_2^- = 2,00 + 0,30 + 0,30 = 2,60 \text{ m}$.

- Terreno -

Il terreno associato al plinto presenta le seguenti caratteristiche (Figura 11.5):

- Descrizione "sabbia argillosa mediamente consolidata".
- Peso specifico (γ_T) = 18000 N/m³.
- Angolo di attrito (ϕ) = 32°.
- Coesione efficace (c') = 0 N/mm².
- Modulo Edometrico (E_d) = 8 N/mm².

- Settaggi per il calcolo del Carico Limite -

Nelle proprietà del plinto, nella sezione Geotecnica, sono stati considerati i seguenti settaggi (Figura 11.6):

- Profondità rispetto al piano di campagna (profondità del piano di posa - **D**): **0,50 m**.
- Presenza della falda: **NO**.
- Comportamento del Terreno: **Incoerente**.
- Condizioni di calcolo del Carico Limite: **Drenate**.

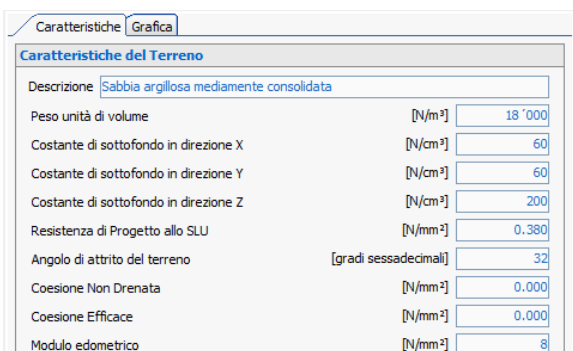


Figura 11.5: caratteristiche Terreno

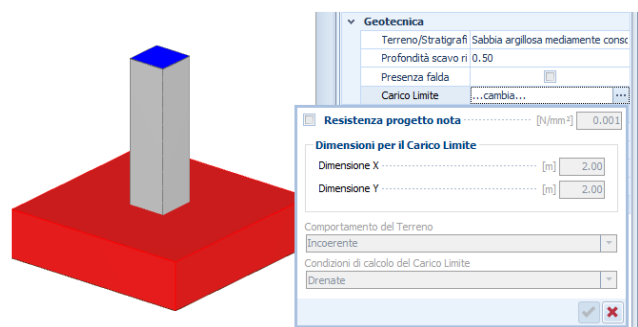


Figura 11.6: settaggio per calcolo "Carico Limite"

Determinazione delle Azioni ($E_d = Q_{Ed}$)

Le azioni *caratteristiche* in gioco sono:

- Peso proprio del pilastro ($P_{pilastro}$ - Condizione di carico -> Permanente):

$$P_{pilastro} = B_p \cdot H_p \cdot h \cdot \gamma_c = 0,40m \cdot 0,40m \cdot 1,50m \cdot 25000N/m^3 = 6\,000\,N.$$

- Peso proprio del plinto (P_{plinto} - Condizione di carico -> Permanente):

$$P_{plinto} = B \cdot L \cdot H \cdot \gamma_c = 2,00m \cdot 2,00m \cdot 0,50m \cdot 25000N/m^3 = 50\,000\,N.$$

- Forza in testa al pilastro (F_X - Condizione di carico -> Permanente):

$$F_X = 15000N.$$

In assenza di sisma, allo SLU, le combinazioni di carico, con relativi coefficienti di combinazione, sono:

Combinazione	Carico Permanente
1	1,30
2	1,00

La **COMBINAZIONE 1** (più gravosa) determina sull'impronta della fondazione le seguenti azioni (Figura 11.7):

$$N = (P_{pilastro} + P_{plinto}) \cdot 1,30 = (6000 + 50000)N \cdot 1,30 = 56000 \cdot 1,30 = 72\,800N;$$

$$H = F_X \cdot 1,30 = 15000N \cdot 1,30 = 19\,500\,N;$$

$$M = (F_X \cdot h) \cdot 1,30 = (15000N \cdot 1,50m) \cdot 1,30 = 29\,250\,Nm.$$

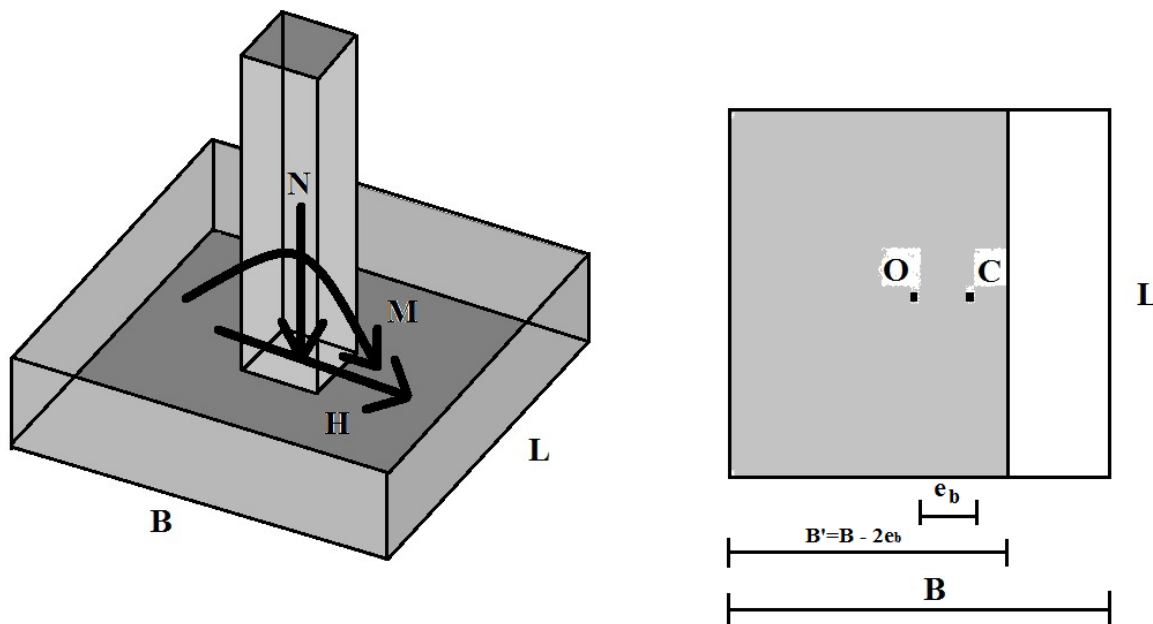


Figura 11.7: azioni sulla fondazione

Essendo la risultante dei carichi verticali eccentrica, il lato B sarà ridotto a:

$$B' = B_{\text{rnf}} - 2 \cdot e_b = 2,60\text{m} - 2 \cdot 0,405\text{m} = 1,790\text{ m.}$$

dove:

$$e_b = \frac{M}{N} = \frac{29500\text{Nm}}{72800\text{N}} = 0,405\text{ m} = \text{eccentricità dei carichi verticali.}$$

Quindi, la pressione sul terreno ($E_d = Q_{Ed}$), corrispondente alla combinazione 1, vale:

$$Q_{\text{Max}} = \frac{N}{B' \cdot L_{\text{rnf}}} = \frac{72800\text{N}}{1790\text{mm} \cdot 2600\text{mm}} = 0,015586\text{ N/mm}^2.$$

Tab. 11.4: Riepilogo parametri per il calcolo di Q_{Ed} e confronto con EdiLus

Calcolo Manuale							EdiLus			
M	N	e_b	B_{rnf}	B'	L_{rnf}	Q_{Max}		N_q	N_c	N_γ
[Nm]	[N]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	Coef. Cor.			
29500	72800	400	2600	1790	2600	0,016	$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
							Q_{Ed}			0,016
							Q_{Rd}			0,156

Determinazione del Carico Limite (Q_{lim})

In assenza di sisma, per la combinazione 1, il carico limite (Q_{lim}) viene determinato con la seguente espressione:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \gamma_{T2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove (Figura 11.8):

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma_{T1} \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ_{T1} = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = dimensione ridotta della fondazione per effetto dell'eccentricità dei carichi;

L' = dimensione ridotta della fondazione per effetto dell'eccentricità dei carichi;

γ_{T2} = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, Ψ = coefficienti correttivi (s -> forma; d -> profondità; i -> inclinazione; g -> inclinazione del piano di posa; b -> inclinazione del piano di campagna e Ψ -> per rottura a punzonamento).

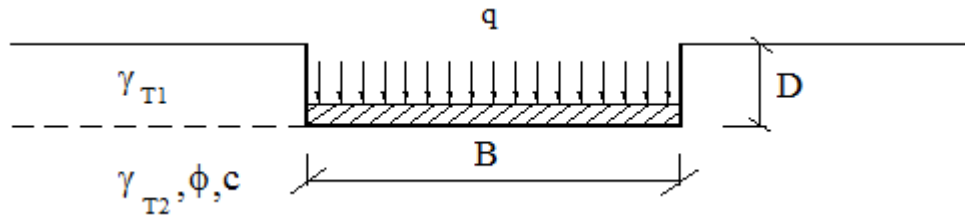


Figura 11.8: individuazione parametri per il calcolo di Q_{lim}

Nel caso in esame:

$$c = 0;$$

$$q = \gamma_{T1} \cdot D = 18000 \frac{N}{m^3} \cdot 0,50m = 9000 N/mm^2 = 0,0090 N/mm^2;$$

$$\gamma_{T1} = 18000 N/mm^2;$$

$$D = 0,50 m.$$

$$B' = 1,79 m;$$

$$L' = L_{mf} = 2,60 m;$$

$$\gamma_{T2} = 18000 N/mm^2;$$

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{da calcolare};$$

$$s, d, i, g, b, \Psi = \text{da calcolare}.$$

N.B. 11.2

EdiLus non consente di differenziare γ_{T1} e γ_{T2} .

a) Calcolo dei fattori di capacità portante N_c, N_q, N_γ

I fattori di capacità portante, in condizioni DRENATE, si determinano dalle seguenti espressioni:

$$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} = 3,25 \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(32)} = 23,18;$$

con:

$$k_p = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = \text{tg}^2(61) = 3,25;$$

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione.

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) = (23,18 - 1) \cdot \text{ctg}(32) = 35,49;$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi) = 2 \cdot (23,18 + 1) \cdot \text{tg}(32) = 30,21.$$

Tab. 11.5: Riepilogo parametri per il calcolo di N_q, N_c ed N_γ e confronto con EdilLus

Calcolo Manuale					EdiLus			
ϕ [°]	K_p [-]	N_q [-]	N_c [-]	N_γ [-]		N_q	N_c	N_γ
32	3,25	23,18	35,49	30,21	Coef. Cor.	0,97	0,00	0,32
					$N_{q,c\gamma}$	23,18	35,49	30,21

b) Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

I fattori di forma, per terreni INCOERENTI, si determinano dalle seguenti espressioni:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{tg}(\phi) = 1 + \frac{1,79}{2,60} \cdot \text{tg}(32) = 1,432;$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} = 1 + \frac{23,18}{35,49} \cdot \frac{1,79}{2,60} = 1,451;$$

$$s_\gamma = 1 - 0,40 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,40 \cdot \frac{1,79}{2,60} = 0,724.$$

Tab. 11.6: Riepilogo parametri per il calcolo di s_q , s_c ed s_y e confronto con EdiLus

Calcolo Manuale					EdiLus		
B' [m]	L' [m]	ϕ [°]	N_q [-]	N_c [-]	s_q [-]	s_c [-]	s_y [-]
1,79	2,60	32	23,18	35,49	1,433	1,451	0,724

In EdiLus viene riportato il prodotto tra tutti i coefficienti correttivi nella riga "Coef. Cor."

N.B. 11.3

Non essendoci eccentricità nella direzione di L -> $L' = L_{\text{rnf}} = 2,60$ m.

c) Calcolo dei fattori di profondità d_c , d_q , d_y

Si definisce il parametro K dato da:

se $\frac{D}{B'} \leq 1$	se $\frac{D}{B'} > 1$
$K = \frac{D}{B'}$	$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right)$

Nel caso in esame:

$$\frac{D}{B'} = \frac{0,50}{1,79} = 0,28 \leq 1 \quad \rightarrow \quad K = \frac{D}{B'} = \frac{0,50}{1,80} = \mathbf{0,28}.$$

I fattori di profondità, per terreni INCOERENTI, si determinano dalle seguenti espressioni:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi) \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot K = 1 + 2 \cdot \text{tg}(32) \cdot (1 - \text{sen}32)^2 \cdot 0,28 = 1,077;$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}(\phi)} = 1,077 - \frac{1 - 1,077}{35,49 \cdot \text{tg}(32)} = 1,080;$$

$$d_y = 1,000.$$

Tab. 11.7: Riepilogo parametri per il calcolo di d_q , d_c ed d_y e confronto con EdiLus

Calcolo Manuale					EdiLus		
D [m]	B' [m]	K [-]	ϕ [°]	N_c [-]	d_q [-]	d_c [-]	d_y [-]
0,50	1,79	0,28	32	23,18	1,077	1,080	1,000

In EdiLus viene riportato il prodotto tra tutti i coefficienti correttivi

d) Calcolo dei fattori di inclinazione dei carichi i_c , i_q , i_y

E' possibile determinare i fattori di inclinazione dei carichi con le seguenti espressioni, valide per terreni INCOERENTI.

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\phi)}\right)^m = \left(1 - \frac{19500N}{72800N + 6,76 \cdot 10^6 \text{mm}^2 \cdot 0,00N/\text{mm}^2 \cdot \text{ctg}(32)}\right)^{1,50} = 0,626;$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \text{tg}(\phi)} = 0,626 - \frac{1 - 0,626}{35,49 \cdot \text{tg}(32)} = 0,610;$$

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\phi)}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{19500N}{72800N + 4 \cdot 10^6 \text{mm}^2 \cdot 0,00N/\text{mm}^2 \cdot \text{ctg}(32)}\right)^{2,50} = 0,459.$$

dove:

$$A_f = B_{\text{rnf}} \cdot L_{\text{rnf}} = 2,60 \text{ m} \times 2,60 \text{ m} = 6,76 \text{ m}^2 = 6\,760\,000 \text{ mm}^2;$$

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione (= $H = 19500$ N);

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione (= $N = 72800$ N);

c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$, nel caso in esame $c_a = c = 0$);

m è dato da:

$$m = \frac{2 + \frac{B_{rnf}}{L_{rnf}}}{1 + \frac{B_{rnf}}{L_{rnf}}} = \frac{2 + \frac{2,6}{2,6}}{1 + \frac{2,6}{2,6}} = \frac{3}{2} = 1,50.$$

Tab. 11.8: Riepilogo parametri per il calcolo di i_q , i_c ed i_r e confronto con EdiLus

Calcolo Manuale										EdiLus		
B [m]	L [m]	m [-]	H [N]	V [N]	A_f [mm ²]	C_a [N/mm ²]	ϕ [°]	N_c [-]	i_q [-]	i_c [-]	i_r [-]	In EdiLus viene riportato il prodotto tra tutti i coefficienti correttivi
2,00	2,00	1,50	19500	72800	4x10 ⁶	0,00	32	35,49	0,626	0,610	0,459	

e) Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_r

Avendo assunto il piano di posa orizzontale tali coefficienti sono unitari.

$$g_c = g_q = g_r = 1.$$

f) Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_r

Avendo assunto il piano di campagna orizzontale tali coefficienti sono unitari.

$$b_c = b_q = b_r = 1.$$

g) Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_r

Si definisce indice di rigidezza del terreno la quantità:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \operatorname{tg}(\phi)}$$

dove:

G = modulo di elasticità tangenziale del terreno dato dalla seguente relazione;

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{8}{2 \cdot (1 + 0,5)} = 2,67 \text{ N/mm}^2;$$

con:

E = modulo elastico del terreno (*nei calcoli è stato utilizzato il modulo edometrico $E_d = 8 \text{ N/mm}^2$*);
 ν = modulo di Poisson (*assunto pari a 0,5*).

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B'/2$:

$$\sigma = \gamma_{T1} \cdot D + \gamma_{T2} \cdot \frac{B'}{2} = 18000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \cdot 0,50\text{m} + 18000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \cdot \frac{1,79\text{m}}{2} = 18000 \text{N/m}^3 \cdot (0,50 + 0,90)\text{m} = 0,0252 \text{ N/mm}^2;$$

con:

γ_{T1} = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione (*18000 N/m³*);

D = profondità del piano di posa della fondazione (*0,50 m*);

γ_{T2} = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione (*18000 N/m³*);

B' = dimensione ridotta della fondazione per effetto dell'eccentricità dei carichi (*1,79 m*).

Quindi, nel caso in esame:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \operatorname{tg}(\phi)} = \frac{2,67 \text{ N/mm}^2}{0 + 0,0252 \text{ N/mm}^2 \cdot \operatorname{tg}(32)} = 169,56.$$

La rottura per punzonamento si verifica quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico

$I_{r,crit}$:

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B'}{L'} \right) \cdot \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi \cdot \phi}{4} \right) \right]} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{1,79}{2,60} \right) \cdot \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi \cdot 32}{4} \right) \right]} = 110,37.$$

Nel caso in esame è $I_r = 169,56 > I_{r,crit} = 110,37$, per cui i fattori di punzonamento sono unitari:

$$\Psi_c = \Psi_q = \Psi_\gamma = 1.$$

h) Calcolo del fattore per fondazioni a piastra r_γ

Poiché il plinto rinforzato ha una larghezza (B_{rnf}) maggiore di 2 metri, si considera il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}\left(\frac{B_{rnf}}{2}\right) = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}\left(\frac{2,6}{2}\right) = 0,972.$$

▪ Riepilogo finale fattori di riduzione e confronto con EdiLus

Poiché in EdiLus per N_q , N_c ed N_g viene riportato il prodotto dei vari coefficienti correttivi, nella successiva tabella si riporta il prodotto tra i vari coefficienti del calcolo manuale ed il relativo prodotto riportato da EdiLus.

Tab. 11.9: Riepilogo fattori di riduzione (con relativo prodotto) e confronto con EdiLus

	Calcolo Manuale							Prodotto	EdiLus			
	s	d	i	g	b	Ψ	r			N_q	N_c	N_γ
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	Coef. Cor.			
x N_q	1,432	1,077	0,626	1,000	1,000	1,000	-	0,966	0,97	0,00	0,32	
x N_c	1,451	1,080	0,609	1,000	1,000	1,000	-	0,956 (N.B. 11.4)	23,18	35,49	30,21	
x N_γ	0,724	1,000	0,459	1,000	1,000	1,000	0,972	0,322				0,016
												0,156

N.B. 11.4

In EdiLus il prodotto dei coefficienti di riduzione per " N_c " viene posto pari a zero quando la coesione è nulla ($c = 0$).

▪ Determinazione del carico limite (Q_{lim})

Sostituendo tutti i coefficienti calcolati nell'espressione generale trinomia si ottiene:

$$Q_{lim} = 0 + 0,009 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 23,18 \cdot 1,451 \cdot 1,080 \cdot 0,609 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 + \\ + \frac{1}{2} \cdot 1200\text{mm} \cdot 18000 \cdot 10^{-6} \frac{N}{\text{mm}^3} \cdot 30,21 \cdot 0,724 \cdot 1,000 \cdot 0,459 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 0,972 = 0,359 \text{ N/mm}^2.$$

Il primo termine della formula trinomia è nullo in quanto si è assunto $c = 0$.

Tab. 11.10: Riepilogo dati dei termini (I, II e III) della formula trinomia per il calcolo di Q_{lim}

(*)	N	s	d	i	g	b	Ψ	r	c	q	B'/2	γ_{R2}	Q_i
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[N/mm ³]	[N/mm ²]
I	35,49	1,432	1,077	0,626	1,000	1,000	1,000	-	0	-	-	-	0,000
II	23,18	1,451	1,080	0,609	1,000	1,000	1,000	-	-	0,009	-	-	0,201
III	30,21	0,724	1,000	0,459	1,000	1,000	1,000	0,972	-	-	895	0,000018	0,158
												Q_{lim}	0,359

(*) Termini della formula trinomia utilizzata per il calcolo del Q_{lim}

Determinazione della Resistenza di Progetto ($R_d = Q_{Rd}$)

La resistenza di progetto si ricava dividendo il Q_{lim} per il coefficiente parziale γ_R relativo alla capacità portante del complesso fondazione terreno.

Operando con l'**Approccio 2** -> $\gamma_R = 2,3$, pertanto:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_{lim}}{2,3} = \frac{0,359 \text{ N/mm}^2}{2,3} = 0,156082 \text{ N/mm}^2.$$

Tab. 11.11: Riepilogo parametri per il calcolo di $Q_{d,Rd}$ e confronto con EdLus

Calcolo Manuale			EdiLus			
Q_{lim} [N/mm ²]	γ_R [-]	Q_{Rd} [N/mm ²]	N_q	N_c	N_γ	
0,359	2,3	0,156082	0,97	0,00	0,32	
			$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
			Q_{Ed}			0,016
			Q_{Rd}			0,156

Verifica

Per la **combinazione 1** risulta il seguente coefficiente di sicurezza:

$$CS = \frac{Q_{Rd}}{Q_{Ed}} = \frac{0,156 \text{ N/mm}^2}{0,016 \text{ N/mm}^2} = 10,01.$$

Tab. 11.12: Riepilogo parametri per il calcolo del CS per la combinazione 1 e confronto con EdLus

Calcolo Manuale			EdiLus			
Q_{Rd} [N/mm ²]	Q_{Ed} [N/mm ²]	CS [-]	Plinto 2	Fondazione		
0,156082	0,015586	10,01	CS		10,01	
				X	Y	
			Dim	2,60	2,60	
			Rtz		0,00	
			$Z_{p,cmp}$		0,50	
			Z_{Fid}		-	
			C_{mpT}	NON Coesivo		
				N_q	N_c	N_γ
			Coef. Cor.	0,97	0,00	0,32
			$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
			Q_{Ed}			0,016
			Q_{Rd}			0,156
			R_f			SI

12 (CA-Old) - Test di Validazione n.12 (Rinforzo Parete con Betoncino)

Titolo: **Verifiche Parete in CA rinforzate con BETONCINO.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_Rinf_Par_Beto.EDL.**

Relativamente ad una parete in CA rinforzata con l'intervento "Rinforzo con Betoncino" (Figura 12.1), si espone di seguito il procedimento di calcolo (*calcolo senza sisma*) adottato per:

- la verifica a pressoflessione;
- il calcolo dei contributi a taglio in presenza di rinforzo (V_{Rcd} e $V_{Rsd,s}$).

Dati Parete

La parete oggetto dell'intervento presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 4,00 m.

Spessore (t) = 0,30 m.

Altezza (H) = 3,00 m.

Tipo Situazione = "di Fatto" (c.a. esistente).

Livello di Conoscenza LC2 (*Adeguato*).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale = Cls C20/25_B450C.

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls (esistente) = 25,00 N/mm².

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione = $0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 25 = 20,75$ N/mm².

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 20,75 + 8 = 28,75$ N/mm².

f_{ctm} = resistenza media a trazione = $0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 0,3 \cdot 28,75^{2/3} = 2,26$ N/mm².

$f_{cd,p}$ = resistenza a compressione di progetto del cls (esistente) della parete = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / (FC \cdot \gamma_{cls}) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 25 / (1,20 \cdot 1) = 14,70$ N/mm².

γ_{cls} = coefficiente parziale di sicurezza del cls = 1 (calcolo non sismico).

ϵ_{cu} = deformazione ultima cls = 0,0035.

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio (nuovo) = 450,00 N/mm².

$f_{yd,p}$ = resistenza di progetto acciaio (esistente) = $f_{yk} / (FC \cdot \gamma_s) = 450 / (1,20 \cdot 1,0) = 375,00$ N/mm².

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio = 1 (calcolo non sismico).

$E_{s,p}$ = modulo elastico normale acciaio = 210000 N/mm².

Armatura: ϕ 14/20 direzione principale (*verticale*)/secondaria (*orizzontale*).

Copri ferro (d') = 2 cm = 20 mm.

La parete è caricata dalle seguenti azioni (Figura 12.2):

- una forza distribuita orizzontale diretta lungo Y (q_y) di **2 000 N/m** applicata in testa alla parete (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*);
- una forza distribuita diretta lungo Z (q_z) di **200 000 N/m** applicata in testa alla parete (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*);
- una forza concentrata orizzontale diretta lungo X (F_x) di **500 000 N** applicata a metà altezza della parete (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*).

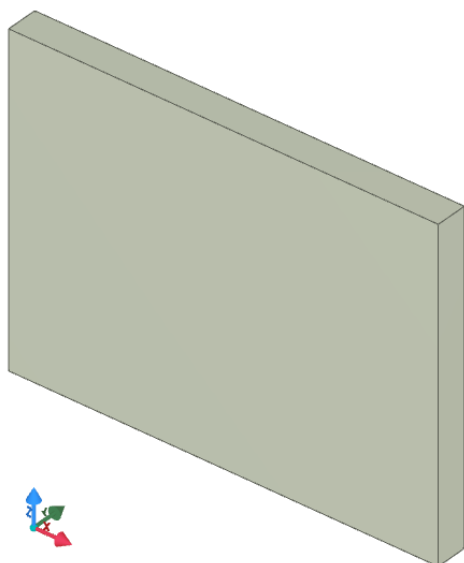


Figura 12.1: vista - "Editor 3D"

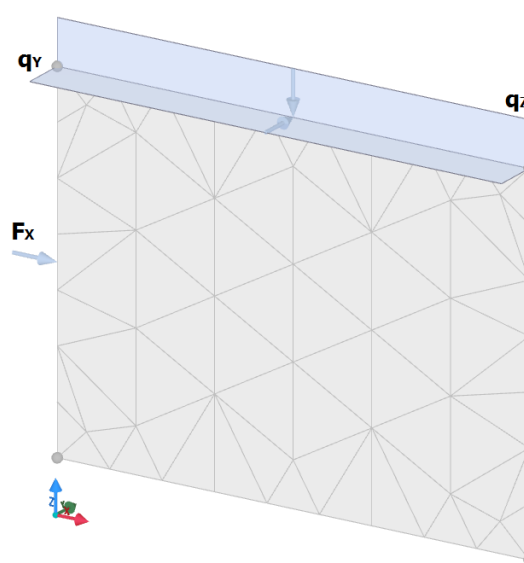


Figura 12.2: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Dati Rinforzo

La parete è rinforzata su entrambe le facce (*anteriore/posteriore*) con betoncino avente le seguenti caratteristiche (*Figura 12.3 e Figura 12.4*):

Materiale = Cls C8_B450C.

R_{ck} = resistenza caratteristica a compressione del cls (nuovo) = 8,00 N/mm².

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza cls = 1,50.

$f_{cd,bet}$ = resistenza di progetto a compressione del cls = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 8 / 1,50 = 3,76$ N/mm².

ε_c = deformazione ultima cls = 0,0035.

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio (nuovo) = 450,00 N/mm².

$f_{yd,bet}$ = resistenza di progetto acciaio = $f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30$ N/mm².

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza acciaio = 1,15.

$E_{s,bet}$ = modulo elastico normale acciaio = 210000 N/mm².

Caratteristiche/Geometria

t_{bet} = Spessore = 0,05 m = 5 cm = 50 mm (*anteriore e posteriore*).

armatura: ϕ 6/20 in direzione verticale e orizzontale.

d'_{bet} = copriferro = $t_{bet} / 2 = 5 / 2 = 2,5$ cm = 25 mm.

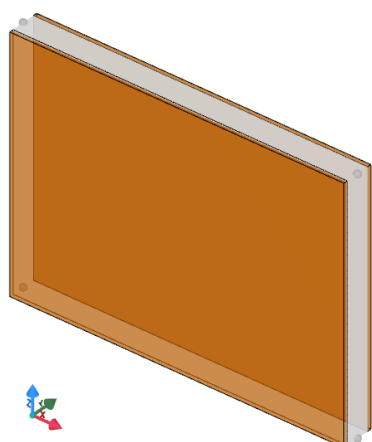


Figura 12.3: vista - "Interventi CA"



Figura 12.4: proprietà rinforzo

Per semplicità di esposizione si sceglie di armare il pannello murario su entrambe le facce.

Tuttavia, EdiLus gestisce correttamente anche i casi in cui i rinforzi sono posti in maniera dissimmetrica (solo da un lato, diametro/passo armatura e spessore diversi sulle facce).

In base alle caratteristiche ed alla disposizione dei rinforzi viene creata una sezione a più strati di materiali diversi (*tipicamente betoncino-cls-betoncino, ma anche betoncino-cls se manca il rinforzo su una delle due facce*) con l'**ESATTA** disposizione delle armature verticali.

Sezione di Verifica

In corrispondenza di ogni nodo (*subnodo*) delle shell, le sollecitazioni (*quindi le verifiche*) vengono calcolate su una sezione pari ad L·t, dove:

L = lunghezza assunta pari ad 1 m = 100 cm = 1000 mm;

t = spessore dell'elemento shell (*parete*) a cui appartiene la shell.

Le sollecitazioni necessarie per le verifiche a Presso Flessione (*N ed M*) e Taglio (*T*), vengono calcolate sulla base delle tensioni a lastra e piastra che si hanno nel nodo.

Nel caso in esame la sezione di calcolo/verifica (*in direzione principale/X*) presenta le seguenti caratteristiche (*Figura 12.6*):

- Altezza (H) = $t_{bet} + t + t_{bet} = 0,05 + 0,30 + 0,05 = 0,40$ m = 40 cm = 400 mm.
 t_{bet} = spessore betoncino (anteriore e posteriore) = 0,05 m = 5 cm = 50 mm.
 t = spessore parete esistente = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.
- Larghezza (B) = 1 m = 100 cm = 1000 mm.
- Armature parete = ϕ 14/20 in direzione verticale -> 5 ϕ 14 superiore ed inferiori.
 $A_{s1} = A_{s2}$ = armatura superiore/inferiore presente nella parete = 769,69 mm².
- Armature betoncino = ϕ 6/20 in direzione verticale -> 5 ϕ 6 superiore ed inferiori.
 $A_{s1,bet} = A_{s2,bet}$ = armatura superiore/inferiore presente nel betoncino = 141,37 mm².

- Copriferro 1 (d'_1) = copriferro I livello di armature (*armature betoncino*) = $d'_{bet} = 2,5 \text{ cm} = 25 \text{ mm}$.
 d'_{bet} = copriferro armature betoncino = 25 mm.
- Copriferro 2 (d'_2) = copriferro II livello di armature (*armature pareti*) = $t_{bet} + d' = 5,0 + 2,0 = 7,0 \text{ cm} = 70 \text{ mm}$.
 t_{bet} = spessore betoncino = 25 mm.
 d' = copriferro armature pareti = 20 mm.

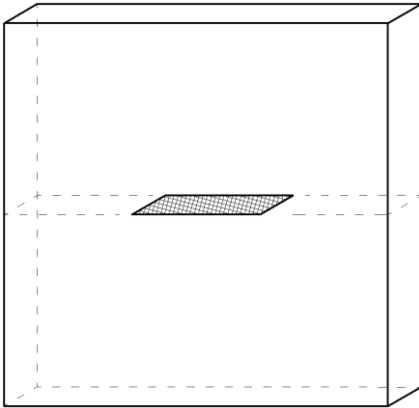


Figura 12.5: sezione di verifica in dir. principale

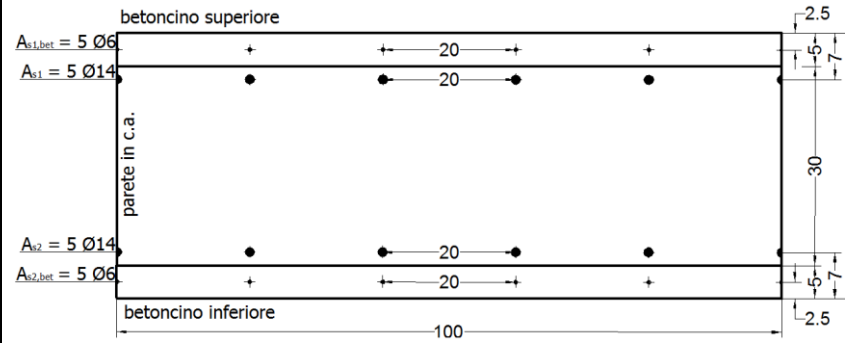


Figura 12.6: sezione di calcolo/verifica

In particolare, si è rivolta l'attenzione al nodo 31 delle shell con ID 95, 96, 97 e 98 (Figura 12.7 e Figura 12.8).

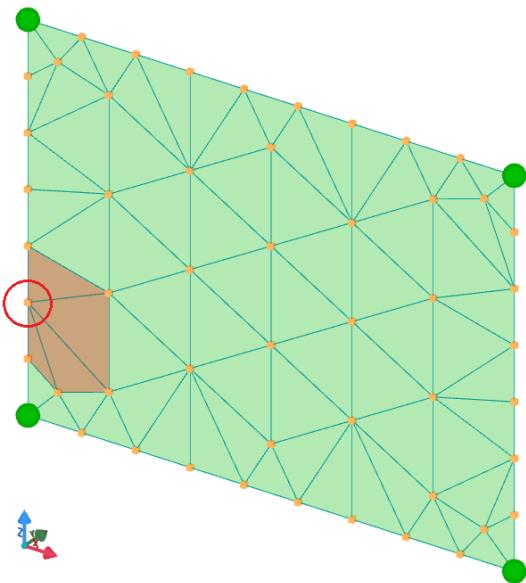


Figura 12.7: vista - "Strutturale" - shell esaminata

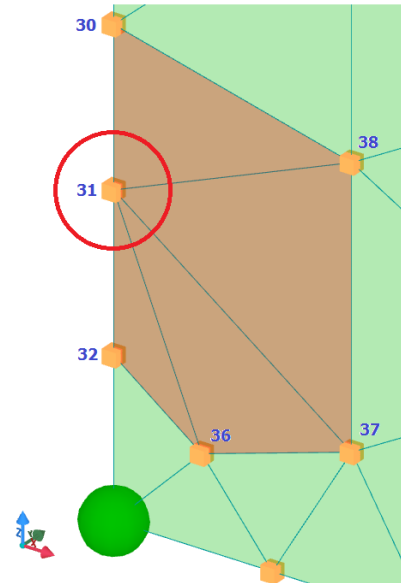


Figura 12.8: vista - "Strutturale" - nodo esaminato

Sollecitazioni di Progetto

Si prendono per "buone" quelle determinate dal programma.
 Quindi:

Tipo di verifica	Sforzo Normale di progetto (N_{Ed}) [N]	Taglio di progetto (V_{Ed}) [N]	Momento di progetto (M_{Ed}) [Nm]
Presso Flessione	146 765 (compressione)	-	5 736
Taglio	128.838 (compressione)	159 370	-

Di seguito, si riportano i risultati delle verifica (*pressoflessione e taglio*) ottenuti da Edilus da cui si evincono le sollecitazioni di progetto.

[000036-00031-00032] Piano Terra		
Direzione principale		
	Anteriore	Posteriore
...
Nodo31		
N _{Ed}	-146.765	0
M _{Ed}	5.736	0
A _s	0,07697	0,07697
A _{df}	0,07697	0,07697
CS	21.70[V]	-

	Massimo	Minimo
Nodo31		
CS	4,31	4,31
V _{Ed,2}	159.370	159.370
V _{Rcd}	686.332	686.332
V _{Rsd,s}	1.393.007	1.393.007
N _{Ed}	128.838	128.838
V _{Rsd,p}	0	0
V _{R1}	0	0
V _{fd}	0	0
Ctg⊙	2,50	2,50
A _{sw}	0,07697	0,07697
A _{dw}	0,07697	0,07697

Risultati EdiLus della **Verifica a Pressoflessione** nel nodo in esame

Risultati EdiLus della **Verifica a Taglio** nel nodo in esame

Calcolo Asse Neutro

Ipotizziamo:

- l'adozione del diagramma *stress-block*;
- la crisi nel cls -> quindi imponiamo che la $\epsilon_{cls} = \epsilon_{cu} = 0,0035$;
- la posizione dell'asse neutro tra le armature delle pareti (A_{s1} e A_{s2}).

Con tali hp si ha:

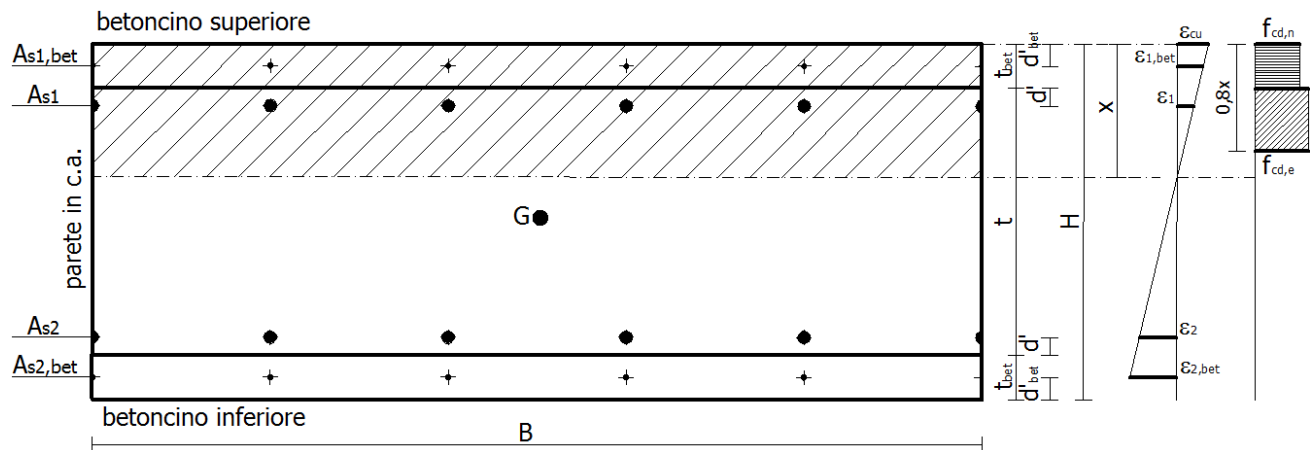


Figura 12.9: asse neutro e tensioni

- Equazione di Equilibrio alla Traslazione -

Con adozione del diagramma *stress-block* si ha:

$$t_{bet} \cdot B \cdot f_{cd,bet} + (0,8 \cdot x - t_{bet}) \cdot B \cdot f_{cd,p} + A_{s1,bet} \cdot \sigma_{1,bet} + A_{s1} \cdot \sigma_1 - A_{s2} \cdot \sigma_2 - A_{s2,bet} \cdot \sigma_{2,bet} = N_{Ed} \text{ (146 765 N di compressione).}$$

N.B. 12.1

Si considera che $0,8 \cdot x > t_{bet}$ -> per cui il betoncino superiore è tutto reagente ed il termine in **grassetto** è diverso da zero.

- Tensioni Armature -

- $\sigma_{1,bet}$ = tensione nelle armature del betoncino superiore = $E_{s,bet} \cdot \epsilon_{1,bet} \leq f_{yd,bet}$ (*acciaio nuovo*).
- σ_1 = tensione nelle armature superiori della parete = $E_{s,p} \cdot \epsilon_1 \leq f_{yd,p}$ (*acciaio esistente*).
- σ_2 = tensione nelle armature inferiori della parete = $E_{s,p} \cdot \epsilon_2 \leq f_{yd,p}$ (*acciaio esistente*).
- $\sigma_{2,bet}$ = tensione nelle armature del betoncino inferiore = $E_{s,bet} \cdot \epsilon_{2,bet} \leq f_{yd,bet}$ (*acciaio nuovo*).

- Deformazioni Armature -

- $\epsilon_{1,bet}$ = deformazione nelle armature del betoncino superiore = $\epsilon_{cu} \cdot (x - d'_{bet}) / x = 0,0035 \cdot (x - d'_{bet}) / x$.
- ϵ_1 = deformazione nelle armature superiori della parete = $\epsilon_{cu} \cdot (x - t_{bet} - d') / x = 0,0035 \cdot (x - t_{bet} - d') / x$.
- ϵ_2 = deformazione nelle armature inferiori della parete = $\epsilon_{cu} \cdot (H - x - t_{bet} - d') / x = 0,0035 \cdot (H - x - t_{bet} - d') / x$.
- $\epsilon_{2,bet}$ = deformazione nelle armature del betoncino inferiore = $\epsilon_{cu} \cdot (H - x - d'_{bet}) / x = 0,0035 \cdot (H - x - d'_{bet}) / x$.

Da cui, per successive iterazioni si ottiene la seguente posizione dell'asse neutro dal lembo superiore (*compresso*):

$$x = 0,0783832 \text{ m} = 7,83832 \text{ cm} = \mathbf{78,3832 \text{ mm.}}$$

N.B. 12.2

Ricordando che la deformazione limite allo snervamento è:

$$\varepsilon_{s,y,n} = f_{y,d,n}/E_s = 391,30/210000 = 0,00186335 \text{ (armature nuove).}$$

$$\varepsilon_{s,y,n} = f_{y,d,e}/E_s = 375,00/210000 = 0,00178571 \text{ (armature esistenti).}$$

Ponendo il valore dell'asse neutro (78,383) nelle espressioni delle deformazioni ha:

Deformazioni	Snervata/ Elastica	Tensioni
$\varepsilon_{1,bet} = 0,0035 \cdot (x - d'_{bet})/x =$ $= 0,0035 \cdot (78,383 - 25)/78,383 = 0,00238369.$	Snervata	$\sigma_{1,bet} = f_{y,d,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_1 = 0,0035 \cdot (x - t_{bet} - d')/x =$ $= 0,0035 \cdot (78,383 - 50 - 20)/78,383 = 0,00037433.$	Elastica	$\sigma_1 = E_s \cdot \varepsilon_1 = 210000 \cdot 0,00037460 = 78,61 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_2 = 0,0035 \cdot (H - x - t_{bet} - d')/x =$ $= 0,0035 \cdot (400 - 78,383 - 50 - 20)/78,383 = 0,01123529.$	Snervata	$\sigma_2 = f_{y,d,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_{2,bet} = 0,0035 \cdot (H - x - d'_{bet})/x =$ $= 0,0035 \cdot (400 - 78,383 - 25)/78,383 = 0,01324465.$	Snervata	$\sigma_{2,bet} = f_{y,d,n} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

Ponendo il valore dell'asse neutro (102,68) nell'equazione di equilibrio si ha:

$$t_{bet} \cdot B \cdot f_{cd,bet} + (0,8 \cdot x - t_{bet}) \cdot B \cdot f_{cd,p} + A_{s1,bet} \cdot \sigma_{1,bet} + A_{s1} \cdot \sigma_1 - A_{s2} \cdot \sigma_2 - A_{s2,bet} \cdot \sigma_{2,bet} = N_{Ed}$$

$$(50 \cdot 1000 \cdot 3,76 + (0,8 \cdot 78,383 - 50) \cdot 1000 \cdot 14,70 + 141,37 \cdot 391,30 + 769,69 \cdot 78,67 - 769,69 \cdot 375 - 141,37 \cdot 391,30) \text{ N} = 146765 \text{ N.}$$

$$(188133 + 186760 + 55319 + 60505 - 288634 - 55319) \text{ N} = 146765 \text{ N.} \quad \rightarrow \quad \mathbf{146765 \text{ N} = 146765 \text{ N.}}$$

Calcolo Momento Resistente

L'espressione del Momento Ultimo (M_{Rd}) calcolato rispetto al centro della sezione rinforzata (*esistente + intervento*) è la seguente:

$$M_{Rd} = M_{Rd,bet1} + M_{Rd,Abet1} + M_{Rd,pr} + M_{Rd,A1} + M_{Rd,A2} + M_{Rd,Abet2} =$$

$$= 32 \ 923 + 9 \ 681 + 26 \ 828 + 7 \ 866 + 37 \ 522 + 9 \ 681 = \mathbf{124 \ 501 \ Nm.}$$

Dove:

$$M_{Rd,bet1} = \text{momento resistente del cls del betoncino superiore} = F_{Rd,bet1} \cdot d_{G,bet1} = 188 \ 134 \cdot 0,175 = \mathbf{32 \ 923 \ Nm.}$$

$$F_{Rd,bet1} = \text{forza resistente del cls del betoncino superiore} = t_{bet} \cdot B \cdot f_{cd,bet} = 50 \cdot 1000 \cdot 3,76 = 188 \ 133 \ \text{N.}$$

$$t_{bet} = \text{spessore betoncino} = 50 \ \text{mm.}$$

$$B = \text{base della sezione di verifica} = 1000 \ \text{mm.}$$

$$f_{cd,bet} = \text{tensione di progetto dell'intervento (nuovo)} = 3,76 \ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,bet1} = \text{distanza del centro di reazione del cls del betoncino superiore dal centro della trave rinforzata} = H/2 - t_{bet}/2 =$$

$$= 400/2 - 50/2 = 175 \ \text{mm} = 0,175 \ \text{m.}$$

$$H = \text{altezza sezione rinforzata} = 400 \ \text{mm.}$$

$$M_{Rd,Abet1} = \text{momento resistente dell'armatura del betoncino superiore} = F_{Rd,Abet1} \cdot d_{G,Abet1} = 55 \ 319 \cdot 0,175 = \mathbf{9 \ 681 \ Nm.}$$

$$F_{Rd,Abet1} = \text{forza resistente dell'armatura (snervata) del betoncino superiore} = A_{s1,bet} \cdot \sigma_{1,bet} = 141,37 \cdot 391,30 = 55 \ 319 \ \text{N.}$$

$$A_{s1,bet} = \text{area dell'armatura del betoncino superiore} = 141,37 \ \text{mm}^2.$$

$$\sigma_{1,bet} = \text{tensione dell'armatura del betoncino superiore} = f_{y,d,n} = 391,30 \ \text{N/mm}^2.$$

$$f_{y,d,n} = \text{tensione di snervamento dell'acciaio (nuovo)} = 391,30 \ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,Abet1} = \text{distanza dell'armatura superiore del betoncino dal centro trave rinforzata} = H/2 - d'_{bet} = 400/2 - 25 = 175 \ \text{mm} = 0,175 \ \text{m.}$$

$$d'_{bet} = \text{copriferro betoncino} = 25 \ \text{mm.}$$

$$M_{Rd,pr} = \text{momento resistente del cls della parete} = F_{Rd,pr} \cdot d_{G,pr} = 186 \ 760 \cdot 0,144 = \mathbf{26 \ 828 \ Nm.}$$

$$F_{Rd,pr} = \text{forza resistente del cls della parete} = (0,8 \cdot x - t_{bet}) \cdot B \cdot f_{cd,p} = (0,8 \cdot 78,383 - 50) \cdot 1000 \cdot 14,70 = 186 \ 760 \ \text{N.}$$

$$x = \text{posizione asse neutro} = 78,383 \ \text{mm.}$$

$$f_{cd,p} = \text{tensione di progetto della parete (esistente)} = 14,70 \ \text{N/mm}^2.$$

$$d_{G,pr} = \text{distanza del centro di reazione del cls della parete dal centro della trave rinforzata} = H/2 - t_{bet} - (0,8 \cdot x - t_{bet})/2 =$$

$$= 400/2 - 50 - (0,8 \cdot 78,383 - 50)/2 = 143,65 \ \text{mm} = 0,14365 \ \text{m.}$$

$$M_{Rd,A1} = \text{momento resistente dell'armatura superiore della parete} = F_{Rd,A1} \cdot d_{G,A1} = 60 \ 505 \cdot 0,130 = \mathbf{7 \ 866 \ Nm.}$$

$$F_{Rd,A1} = \text{forza resistente dell'armatura superiore (elastica) della parete} = A_{s1} \cdot \sigma_1 = 769,69 \cdot 78,67 = 60 \ 548 \ \text{N.}$$

$$A_{s1} = \text{area dell'armatura superiore della parete} = 769,69 \ \text{mm}^2.$$

$$\sigma_1 = \text{tensione nell'armatura superiore della parete} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 210000 \cdot 0,00037460 = 78,67 \ \text{N/mm}^2.$$

$$E_s = \text{modulo elastico normale acciaio} = 210000 \ \text{N/mm}^2.$$

$$\varepsilon_{s1} = \text{deformazione dell'armatura superiore della parete} = 0,00037460.$$

$$d_{G,A1} = \text{distanza dell'armatura superiore della parete dal centro della trave rinforzata} = H/2 - t_{bet} - d' = 400/2 - 50 - 20 =$$

$$= 130 \ \text{mm} = 0,130 \ \text{m.}$$

$$d' = \text{copriferro parete} = 20 \ \text{mm.}$$

$M_{Rd,A2}$ = momento resistente dell'armatura inferiore della parete = $F_{Rd,A2} \cdot d_{G,A2} = 288\,634 \cdot 0,130 = \mathbf{37\,522\,Nm}$.
 $F_{Rd,A2}$ = forza resistente dell'armatura inferiore (snervata) della parete = $A_{s2} \cdot \sigma_2 = 769,69 \cdot 375,00 = 288\,634\,N$.
 A_{s2} = area dell'armatura inferiore della parete = $769,69\,mm^2$.
 σ_2 = tensione nell'armatura inferiore della parete = $f_{yd,e} = 375,00\,N/mm^2$.
 $f_{yd,e}$ = tensione di snervamento dell'acciaio (esistente) = $375,00\,N/mm^2$.
 $d_{G,A2}$ = distanza dell'armatura inferiore della parete dal centro della trave rinforzata = $H/2 - t_{bet} - d' = 400/2 - 50 - 20 = 130\,mm = 0,130\,m$.

$M_{Rd,Abet2}$ = momento resistente dell'armatura del betoncino inferiore = $F_{Rd,Abet2} \cdot d_{G,Abet2} = 55\,319 \cdot 0,175 = \mathbf{9\,681\,Nm}$.
 $F_{Rd,Abet2}$ = forza resistente dell'armatura del betoncino inferiore (snervata) = $A_{s2,bet} \cdot \sigma_{2,bet} = 141,37 \cdot 391,30 = 55\,319\,N$.
 $A_{s2,bet}$ = area dell'armatura del betoncino inferiore = $141,37\,mm^2$.
 $\sigma_{2,bet}$ = tensione nell'armatura del betoncino inferiore = $f_{yd,n} = 391,30\,N/mm^2$.
 $d_{G,Abet2}$ = distanza dell'armatura inferiore del betoncino dal centro della trave rinforzata = $H/2 - d'_{bet} = 400/2 - 25 = 175\,mm = 0,175\,m$.

Verifica a Presso Flessione

La verifica consiste nel rapporto fra il momento resistente della sezione rinforzata con il momento sollecitante. Si ha, quindi:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{124501}{5736} = \mathbf{21,7051}$$

Confronto a Presso Flessione

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

[00036-00031-00032]	Piano Terra		[00036-00031-00032]	Piano Terra	
	Direzione principale			Direzione principale	
	Anteriore	Posteriore		Anteriore	Posteriore

	Nodo31			Nodo31	
N_{Ed}	-146.765	-	N_{Ed}	-146.765	0
M_{Ed}	5.736	-	M_{Ed}	5.736	0
M_{Rd}	124.501	-	M_{Rd}	Non riportato	-
A_s	0,07697	-	A_s	0,07697	0,07697
A_s	0,07697	-	A_{df}	0,07697	0,07697
CS	21,71	-	CS	21.70[V]	-
	Manuale			EdiLus	

N.B. 12.3

Le differenze fra il calcolo manuale ed il calcolo di EdiLus sono giustificabili dal fatto che EdiLus esegue le verifiche con il modello a fibre ed utilizzando il diagramma "Parabola-Rettangolo" per il legame costitutivo del calcestruzzo.

Verifica a Taglio

In tale paragrafo viene illustrata la procedura di calcolo dei contributi a taglio (V_{Rcd} e $V_{Rsd,s}$) della parete in presenza di rinforzo in betoncino.

Prima di procedere precisiamo che il contributo a taglio dell'intervento in betoncino viene preso in considerazione SOLO in presenza del rinforzo su entrambe i lati.

In EdiLus la verifica a taglio sugli elementi shell si articola nelle seguenti due FASI.

FASE 1 (§ 4.1.2.3.5.1 delle NTC18)

- biella compressa**

Si verifica se il contributo del SOLO calcestruzzo (sezione sprovvista di armature) è sufficiente a reggere lo sforzo di taglio (V_{Ed}) adoperando la formula 4.1.23 delle NTC18 (cioè $V_{Ed} \leq V_{Rd}$).

Dove come f_{ck} usiamo una media pesata sull'area della sezione unitaria della parete e sull'area dell'intervento delle f_{ck} del materiale esistente e di quello dell'intervento.

Poiché si tratta di esistente, al valore del f_{ck} così calcolato applichiamo il fattore di confidenza (FC), e trattandosi di taglio anche il gamma (γ_c).

Per il rapporto geometrico dell'armatura si adoperava sia l'armatura esistente che quella dell'intervento.

Come larghezza si adopera la somma degli spessori della parete e degli interventi.
Se $V_{Ed} > V_{Rd}$ si passa alla **FASE 2**.

FASE 2 (§ 4.1.2.3.5.2 delle NTC08)

• biella compressa

La sezione viene considerata provvista di armatura a taglio per cui si adoperare la 4.1.28 delle NTC18.
In analogia alla trave si operano delle iterazioni per individuare il corretto θ imponendo $\alpha = 90^\circ$.
Anche nel calcolo del contributo della biella compressa si esegue una media pesata sulle aree della parete esistente e dell'intervento per valutare il valore di f_{cd} opportuno.
Come larghezza si adopera ancora la somma degli spessori della parete e degli interventi.

• biella tesa

Per il calcolo della biella tesa si adopera la 4.1.27 delle NTC18 con le seguenti opportune considerazioni:

- come θ si adopera quello che è stato precedentemente individuato per la biella compressa;
- come armatura si sommano le armature delle due facce della parete esistente; sottraiamo l'area di armatura necessaria alla verifica flessionale; con questa si calcola il contributo al taglio delle "staffe" esistenti adoperando la f_{yd} dell'acciaio esistente; a tale contributo si somma l'analogo contributo delle "staffe" dell'intervento adoperando la f_{yd} dell'acciaio dell'intervento.

Premesso ciò passiamo ad illustrare i valori numerici per il caso in esame, dove si assume per tutti i calcoli un'altezza utile di 1,00 m essendo i calcoli su sezioni di dimensioni unitarie (1m·t).

- Resistenza a taglio compressione del calcestruzzo (V_{Rcd}) -

Essendo il taglio sollecitante $V_{Ed} = 159\,370$ N andiamo ad esporre le due (eventuali) FASI.

FASE 1

Vediamo se la sola sezione di cls (senza armature) è in grado di assorbire il taglio sollecitante ($V_{Ed} \leq V_{Rd}$).
Pertanto, applichiamo la seguente relazione 4.1.23 delle NTC18:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[\frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/1000)^{1/2} = 1,447 (< 2);$$

$$d = \text{altezza utile della sezione} = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm};$$

$$\rho_l = \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa} = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 1822/(400 \cdot 1000) = 0,004555 (\leq 0,02);$$

$$A_{sl} = \text{armatura verticale presente nella sezione unitaria (1m) della parete rinforzata} = 2 \cdot A_{sl,p} + 2 \cdot A_{sl,bet} = 2 \cdot 769,69 + 2 \cdot 141,37 = 1822,12 \text{ mm}^2;$$

$$A_{sl,p} = \text{armatura verticale presente nella sezione unitaria (1m) della parete esistente} = n_{f,p} \cdot \phi_{p,v}^2 / 4 = 5 \cdot \pi \cdot 14^2 / 4 = 769,69 \text{ mm}^2.$$

$$n_{f,p} = \text{numero di ferri verticali presenti nella sezione unitaria della parete esistente} = 1000/s_{p,v} = 1000/200 = 5;$$

$$s_{p,v} = \text{passo delle armature verticali della parete esistente} = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm};$$

$$\phi_{p,v} = \text{diametro delle armature verticali della parete esistente} = 14 \text{ mm}.$$

$$A_{sl,bet} = \text{armatura verticale presente nella sezione unitaria (1m) del betoncino} = n_{f,bet} \cdot \phi_{bet,v}^2 / 4 = 5 \cdot \pi \cdot 6^2 / 4 = 141,37 \text{ mm}^2.$$

$$n_{f,bet} = \text{numero di ferri verticali presenti nella sezione unitaria del betoncino} = 1000/s_{bet,v} = 1000/200 = 5;$$

$$s_{bet,v} = \text{passo delle armature verticali del betoncino} = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm};$$

$$\phi_{bet,v} = \text{diametro delle armature verticali del betoncino} = 6 \text{ mm}.$$

$$b_w = \text{larghezza minima della sezione} = t + t_{bet} = 0,30 \text{ m} + 0,10 = 0,40 \text{ m} = 400 \text{ mm};$$

$$t = \text{spessore della parete} = 0,30 \text{ m};$$

$$t_{bet} = \text{spessore del betoncino} = 0,05 \text{ m} + 0,05 \text{ m} = 0,10 \text{ m}.$$

$$f_{ck} = f_{ck,e} = [(f_{cd,p} \cdot A_p + f_{cd,bet} \cdot A_{bet}) / (A_p + A_{bet})] \cdot (f_{ck,p} / f_{cd,p}) / FC = [(14,70 \cdot 300000 + 3,76 \cdot 100000) / 400000] \cdot (20,75 / 14,70) / 1,2 = 16,89 / 1,2 = 14,075 \text{ N/mm}^2 \text{ (N.B. 12.4)};$$

$$f_{cd,p} = \text{resistenza di progetto a compressione del cls della parete} = 14,70 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{cd,bet} = \text{resistenza di progetto a compressione del cls del betoncino} = 3,76 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{ck,p} = \text{resistenza caratteristica a compressione del cls della parete} = 20,75 \text{ N/mm}^2;$$

$$A_p = \text{area della sezione della sola parete} = 1 \text{ m} \cdot t = 1 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} = 0,30 \text{ m}^2 = 300000 \text{ mm}^2;$$

$$A_{bet} = \text{area della sezione del solo betoncino} = 1 \text{ m} \cdot t_{bet} = 1 \text{ m} \cdot 0,10 \text{ m} = 0,10 \text{ m}^2 = 100000 \text{ mm}^2;$$

$$FC = \text{fattore di confidenza} = 1,2 \text{ (LC2)};$$

$$\gamma_c = \text{coefficiente parziale di sicurezza cls} = 1,5;$$

$$\sigma_{cp} = \text{tensione media di compressione nella sezione} = N_{Ed} / A_c = 128867 / 400000 = 0,3222 \text{ N/mm}^2.$$

$$N_{Ed} = \text{sfuerzo normale di compressione nella sezione} = 128\,867 \text{ N};$$

$$A_c = \text{area di Cls della sezione rinforzata} = A_p + A_{bet} = 300000 + 100000 = 400000 \text{ mm}^2;$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,447^{3/2} \cdot 14,075^{1/2} = \mathbf{0,2286}.$$

N.B. 12.4

Poiché nella relazione 4.1.23 compare un valore caratteristico, mentre per l'esistente, generalmente, si ha un valore medio, tale valore caratteristico viene valutato facendo una media pesata sulla f_{cd} dei due materiali (cls esistente e cls nuovo) e moltiplicando questa per il rapporto tra la f_{ck} e la f_{cd} del cls esistente. In questo caso la media pesata è ottenuta dalle resistenze per meccanismo fragile.

Procediamo a valutare singolarmente i due contributi della 4.1.23.

I termine relazione 4.1.23	II termine relazione 4.1.23
$V_{Rd,I} = \left[\frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_W \cdot d =$ $= \left[\frac{0,18 \cdot 1,45 \cdot (100 \cdot 0,004555 \cdot 14,075)^{1/3}}{1,5} + 0,15 \cdot 0,32 \right] \cdot 400 \cdot 1000 =$ $= \mathbf{148\ 383\ N}.$	$V_{Rd,II} = (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_W \cdot d = (0,2286 + 0,15 \cdot 0,32) \cdot 400 \cdot 1000 =$ $= \mathbf{110\ 775\ N}.$ <p>Dove: $v_{\min} = 0,2286;$</p>
<p>Dove:</p> <p>$k = 1,45;$ $\rho_l = 0,004555;$ $f_{ck} = 14,075\ N/mm^2;$ $\gamma_c = 1,5;$ $\sigma_{cp} = 0,3222\ N/mm^2;$ $b_W = 400\ mm;$ $d = 1000\ mm.$</p>	

Per cui:

$$V_{Rd,1} = \max(V_{Rd,I}; V_{Rd,II}) = \max(148383; 110775) = 148383\ N.$$

Il valore appena calcolato viene decurtato di un coefficiente pari a 0,9 come indicato nella relazione (C8.7.4.1) del § C8.7.4.2.1 della Circolare 21-01-2019 n. 7, per cui in definitiva si ha:

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot V_{Rd,1} = 0,90 \cdot 148383 = \mathbf{133\ 544\ N}.$$

Essendo V_{Ed} (159370 N) > V_{Rcd} (133544 N) -> si passa alla **FASE 2**.

FASE 2

Consideriamo la sezione provvista di armatura a taglio, per cui:

- biella compressa**

Ora, utilizziamo la seguente relazione 4.1.28 delle NTC18:

$$V_{Rcd,1} = 0,90 \cdot d \cdot b_W \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}\theta^2) = 0,90 \cdot 1000 \cdot 400 \cdot 1,0269 \cdot 0,5 \cdot 11,96 \cdot (0 + 2,5) / (1 + 2,5^2) =$$

$$= 0,90 \cdot 1000 \cdot 400 \cdot 1,0269 \cdot 0,5 \cdot 11,96 \cdot 2,5 / (7,25) = \mathbf{762\ 592\ N}.$$

dove:

d = altezza utile della sezione = 1,00 m = 100 cm = **1000** mm;

b_W = larghezza minima della sezione = $t + t_{bet} = 0,30\ m + 0,10 = 0,40\ m = 40\ cm = \mathbf{400}$ mm;

t = spessore della parete = 0,30 m;

t_{bet} = spessore del betoncino = 0,05 m + 0,05 m = 0,10 m.

$v = \mathbf{0,5};$

$f_{cd} = f_{cd,T} = (f_{cd,p} \cdot A_p + f_{cd,bet} \cdot A_{bet}) / A_{p,R} = (14,70 \cdot 300000 + 3,76 \cdot 100000) / 40000 = \mathbf{11,965\ N/mm^2}$ (N.B. 12.5);

$f_{cd,p}$ = resistenza di progetto del cls della parete = 14,70 N/mm²;

$f_{cd,bet}$ = resistenza di progetto del cls del betoncino = 3,76 N/mm²;

A_p = area della sezione della sola parete = 1 m · t = 1 m · 0,30 m = 0,30 m² = 3000 cm² = 300000 mm²;

A_{bet} = area della sezione del solo betoncino = 1 m · t_{bet} = 1 m · 0,10 m = 0,10 m² = 1000 cm² = 100000 mm²;

$A_{p,R}$ = area della sezione della parete rinforzata = 1 m · t_{tot} = 1 m · 0,40 m = 0,40 m² = 4000 cm² = 400000 mm²;

t_{tot} = spessore della parete rinforzata = $t + t_{bet} = 0,30\ m + 0,10\ m = 0,40\ m.$

α_c = coefficiente maggiorativo = $1 + \sigma_{cp} / f_{cd,F} = 1 + 0,3221 / 11,965 = \mathbf{1,0269}.$

σ_{cp} = tensione media di compressione nella sezione = 128838 / 400000 = 0,3221 N/mm² (vedi FASE 1);

per cui $0 < \sigma_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd}$ ($0,25 \cdot 11,965 = 2,99\ N/mm^2 - f_{cd} = f_{cd,F} - N.B. 12.5$).

$\text{ctg}\alpha = \text{ctg}90 = \mathbf{0};$

α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave = 90°;

$\text{ctg}\theta = \text{ctg}21,8 = \mathbf{2,5}.$

θ = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave = 21,8°.

N.B. 12.5

Nella media pesate per la valutazione della $f_{cd} = f_{cd,T}$ si considerano le resistenze per meccanismo **fragile**, mentre in quella della $f_{cd} = f_{cd,F}$ si considerano le resistenze per meccanismo **duatile**.

Nel caso in esame essendo il calcolo NON sismico le due medie pesate coincidono ($f_{cd} = f_{cd,T} = f_{cd,F}$).

Il valore appena calcolato tramite la relazione (4.1.27) delle NTC 2018 viene decurtato di un coefficiente pari a 0,9 come indicato nella relazione (C8.7.4.1) del § C8.7.4.2.1 della Circolare 21-01-2019 n. 7, per cui in EdiLus si ha:

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot V_{Rcd,1} = 0,90 \cdot 762592 = \mathbf{686\ 333\ N}.$$

- **biella tesa**

Consideriamo la seguente relazione 4.1.27 delle NTC18.

$$V_{Rsd} = 0,90 \cdot d \cdot (A_{SW}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha.$$

Applicata separatamente alla parete ed al betoncino si ha:

parete	betoncino
$V_{Rsd,p} = 0,90 \cdot d \cdot (A_{SW}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha =$ $= 0,90 \cdot 1000 \cdot 1,5394 \cdot 375,00 \cdot (0 + 2,5) \cdot \text{sen}90 =$ $= 0,90 \cdot 1000 \cdot 1,5394 \cdot 375,00 \cdot 2,5 =$ $= \mathbf{1\ 298\ 852\ N}.$ <p>dove:</p> <p>d = altezza utile della sezione = 1,00 m = 100 cm = 1000 mm; A_{SW}/s = armatura effettiva a taglio per unità di lunghezza = $= 2 \cdot A_{SW,p}/S_p - A_{SL,p} = 2 \cdot 153,94/200 - 0 = 2 \cdot 0,7697 \text{ mm}^2/\text{mm} =$ $= \mathbf{1,5394\ mm}^2/\text{mm}.$ $A_{SW,p} = A_{SW,p,sup} = A_{SW,p,inf} = \pi \cdot \phi_{p,o}^2/4 = \pi \cdot 14^2/4 = 153,94 \text{ mm}^2;$ $\phi_{p,o}$ = diametro delle armature orizzontali = 14 mm; $S_{p,o}$ = passo delle armature orizzontali = 20 cm = 200 mm. $A_{SL,p}$ = area di armatura orizzontale necessaria alla verifica a flessione = 0.</p> <p>$f_{yd} = f_{yd,p}$ = resistenza di progetto acciaio = 375,00 N/mm². $\text{ctg}\alpha = \text{ctg}90 = \mathbf{0};$ α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave = 90°; $\text{ctg}\theta = \text{ctg}21,8 = \mathbf{2,5};$ θ = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave = 21,8°.</p>	$V_{Rsd,bet} = 0,90 \cdot d \cdot (A_{SW}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha =$ $= 0,90 \cdot 1000 \cdot 0,2827 \cdot 391,30 \cdot (0 + 2,5) \cdot \text{sen}90 =$ $= 0,90 \cdot 1000 \cdot 0,2827 \cdot 391,30 \cdot 2,5 =$ $= \mathbf{248\ 934\ N}.$ <p>dove:</p> <p>d = altezza utile della sezione = 1,00 m = 100 cm = 1000 mm; A_{SW}/s = armatura a taglio per unità di lunghezza = $2 \cdot A_{SW,bet}/S_{bet} =$ $= 2 \cdot 28,27/200 = 2 \cdot 0,1414 \text{ mm}^2/\text{mm} = \mathbf{0,2827\ mm}^2/\text{mm}.$ $A_{SW,bet} = A_{SW,sup} = A_{SW,inf} = \pi \cdot \phi_{bet,o}^2/4 = \pi \cdot 6^2/4 = 28,27 \text{ mm}^2;$ $\phi_{bet,o}$ = diametro delle armature orizzontali = 6 mm; $S_{bet,o}$ = passo delle armature orizzontali = 20 cm = 200 mm.</p> <p>$f_{yd} = f_{yd,bet}$ = resistenza di progetto acciaio = 391,30 N/mm².</p>

Per cui, il contributo complessivo è dato da:

$$V_{Rsd1} = V_{Rsd,p} + V_{Rsd,bet} = 1298852 \text{ N} + 248934 \text{ N} = 1\ 547\ 786 \text{ N}.$$

Come per le bielle compresse, il valore appena calcolato viene decurtato di un coefficiente pari a 0,9 come indicato nella relazione (C8.7.4.1) del § C8.7.4.2.1 della Circolare 21-01-2019 n. 7.

Per cui in EdiLus si ha:

$$V_{Rsd} = 0,90 \cdot V_{Rsd,1} = 0,90 \cdot 1547786 = \mathbf{1\ 393\ 007\ N}.$$

Confronto a Taglio

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

[00005-00036-00001]		
Piano Terra		
	Massimo	Minimo
...
...
	Massimo	Minimo
<i>Nodo31</i>		
CS	-	-
V_{Ed,2}	-	-
V_{Rcd}	686 333	686 333
V_{Rsd,s}	1 393 007	1 393 007
N_{Ed}	-	-
V_{Rsd,p}	-	-
V_{R1}	-	-
V_{Rd,f}	-	-
Ctg\ominus	-	-
A_{sw}	-	-
A_{Dw}	-	-

Manuale

[00005-00036-00001]		
Piano Terra		
	Massimo	Minimo
...
...
	Massimo	Minimo
<i>Nodo31</i>		
CS	4,31	4,31
V_{Ed,2}	159.370	159.370
V_{Rcd}	686.332	686.332
V_{Rsd,s}	1.393.007	1.393.007
N_{Ed}	128.838	128.838
V_{Rsd,p}	0	0
V_{R1}	0	0
V_{Rd,f}	0	0
Ctg\ominus	2,50	2,50
A_{sw}	0,07697	0,07697
A_{Dw}	0,07697	0,07697

EdiLus

13 (CA-Old) - Test di Validazione n.13 (Rinforzo Parete con FRP)

Titolo: **Verifiche Parete in CA rinforzate con FRP.**

Il file di EdiLus (CA-Old) è: **Test_Rinf_Par_FRP.EDL.**

Relativamente ad una parete in CA rinforzata con l'intervento "Rinforzo FRP" (Figura 13.1), si espone di seguito il procedimento di calcolo (*calcolo senza sisma*) adottato per:

- la verifica a pressoflessione;
- il calcolo del contributo a taglio del rinforzo ($V_{Rd,r}$).

Dati Parete

La parete oggetto dell'intervento presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza (L) = 4,00 m.

Spessore (t) = 0,30 m.

Altezza (H) = 3,00 m.

Tipo Situazione = "di Fatto" (c.a. esistente).

Livello di Conoscenza LC2 (*Adeguato*).

Fattore di Confidenza (FC) = 1,20.

Materiale = Cls C20/25_B450C.

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls (esistente) = 25,00 N/mm².

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione = $0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 25 = 20,75$ N/mm².

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 20,75 + 8 = 28,75$ N/mm².

f_{ctm} = resistenza media a trazione = $0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 0,3 \cdot 28,75^{2/3} = 2,26$ N/mm².

$f_{cd,p}$ = resistenza a compressione del cls (esistente) = $0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / (FC \cdot \gamma_{cls}) = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 25 / (1,20 \cdot 1) = 14,70$ N/mm².

γ_{cls} = coefficiente parziale di sicurezza del cls = 1 (per meccanismo di tipo duttile e fragile -> calcolo non sismico).

ε_{cu} = deformazione ultima cls = 0,0035.

f_{yk} = resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio (nuovo) = 450,00 N/mm².

$f_{yd,e}$ = resistenza di progetto acciaio (esistente) = $f_{yk} / FC = 450 / 1,20 = 375,00$ N/mm².

E_s = modulo elastico normale acciaio = 210000 N/mm².

Armatura: ϕ 14/20 direzione principale (*verticale*)/secondaria (*orizzontale*).

Copriferro (d') = 2 cm = 20 mm.

Altezza utile (d) = $t - d' = 300$ mm - 20 mm = 280 mm.

La parete è caricata dalle seguenti azioni (Figura 13.2):

- una forza distribuita orizzontale diretta lungo Y (q_y) di **2 000 N/m** applicata in testa alla parete (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*);
- una forza distribuita diretta lungo Z (q_z) di **400 000 N/m** applicata in testa alla parete (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*);
- una forza concentrata orizzontale diretta lungo X (F_x) di **500 000 N** applicata a metà altezza della parete (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*).

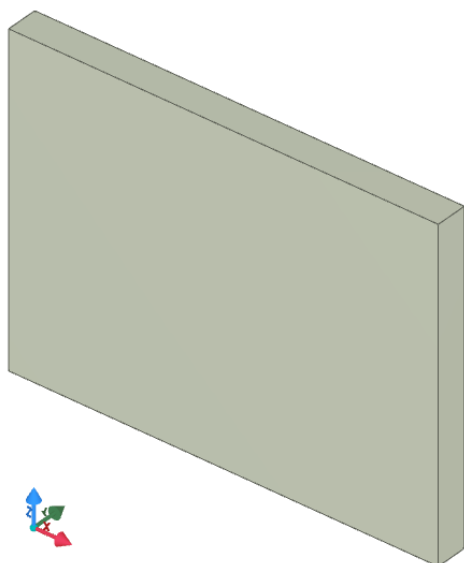


Figura 13.1: vista - "Editor 3D"

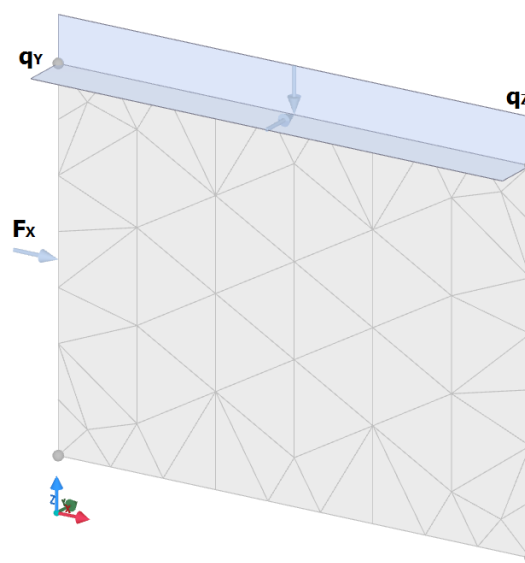


Figura 13.2: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Dati Rinforzo

La parete è rinforzata su entrambe le facce (*anteriore/posteriore*) con FRP avente le seguenti caratteristiche (Figura 13.3 e Figura 13.4):

Materiale = "Rinforzo FRP".

E_f = modulo elastico normale = 230000 N/mm².

f_{fk} = resistenza caratteristica a rottura = 3430 N/mm².

ϵ_{fu} = deformazione ultima = $f_{fk}/E_f = 3430/230000 = 0,014913$.

Caratteristiche/Geometria

t_{frp} = spessore fogli = 0,100 mm (verticale ed orizzontale ed su entrambi i lati).

Esposizione ambientale = Interna.

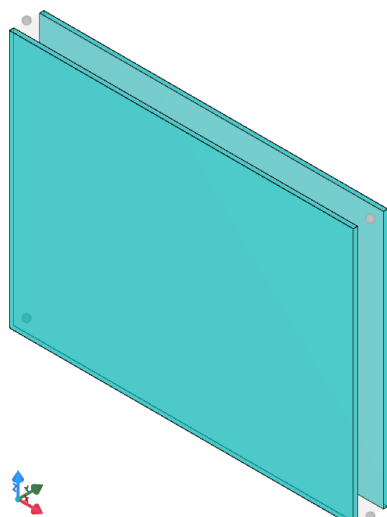


Figura 13.3: vista - "Interventi CA"

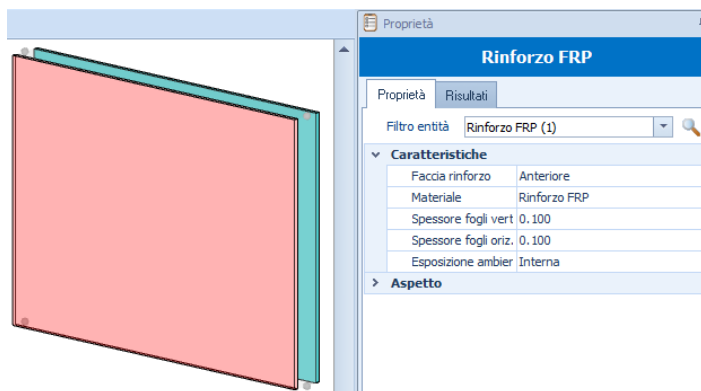


Figura 13.4: proprietà rinforzo

Si sceglie di armare il pannello murario su entrambe le facce.

Tuttavia, EdiLus gestisce correttamente anche i casi in cui i rinforzi sono posti in maniera dissimmetrica (solo da un lato e spessore FRP diversi sulle facce).

In base alle caratteristiche ed alla disposizione dei rinforzi viene creata una sezione a più strati di materiali diversi (*tipicamente frp-clt-frp, ma anche frp-clt se manca il rinforzo su una delle due facce. Quest'ultima situazione è efficace solo a flessione*).

Sezione di verifica

In corrispondenza di ogni nodo (*subnodo*) delle shell, le sollecitazioni (*quindi le verifiche*) vengono calcolate su una sezione pari ad L·t, dove:

L = lunghezza assunta pari ad 1 m = 100 cm = 1000 mm;

t = spessore dell'elemento shell (*parete*) a cui appartiene la shell = 30 cm = 300 mm.

Le sollecitazioni necessarie per le verifiche a Presso Flessione (*N ed M*) e Taglio (*T*), vengono calcolate sulla base delle tensioni a lastra e piastra che si hanno nel nodo.

Nel caso in esame la sezione di calcolo/verifica (*in direzione principale/X*) presenta le seguenti caratteristiche (Figura 13.6):

- Altezza (H) = t = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.
t = spessore parete esistente = 0,30 m = 30 cm = 300 mm.
Si trascura lo spessore del FRP.
- Larghezza (B) = 1 m = 100 cm = 1000 mm.
- Armature parete = ϕ 14/20 in direzione verticale -> 5 ϕ 14 superiore ed inferiori.
 $A_{s1} = A_{s2}$ = armatura superiore/inferiore presente nella parete = 769,69 mm².
- Armatura FRP:
 - il rinforzo in FRP, sul singolo lato, è caratterizzato da un'area Area (A_f) pari a 0,1 mm·1000 mm = 100,000 mm².
 - il rinforzo in FRP è un sistema continuo che viene "discretizzato" come una serie di "fili" elementari posti a 2,00 cm di distanza. Quindi, nel caso in esame il numero di fili (n_f) è pari a $B/(2,00 \text{ cm}) = 100/2 = 50$.
 - l'area del singolo filo ($A_{f,i}$) è pari a $A_f/n_f = 100 \text{ mm}^2/50 = 2,00 \text{ mm}^2$.

- Copriferro 1 (d'_1) = copriferro I livello di armature (*FRP*) = $d'_f = 0$.
Si trascura viste le dimensioni del FRP.
- Copriferro 2 (d'_2) = copriferro II livello di armature (*armature pareti*) = $d' = 2,0$ mm.
 d' = copriferro armature pareti = 20 mm.
Si trascura lo spessore del FRP.

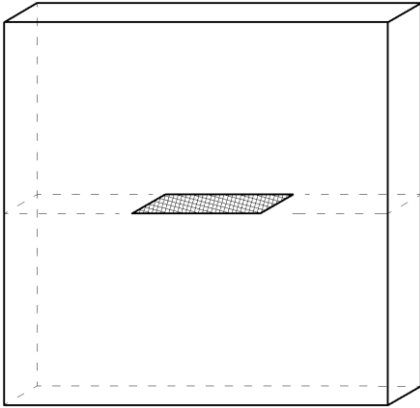


Figura 13.5: sezione di verifica in dir. principale

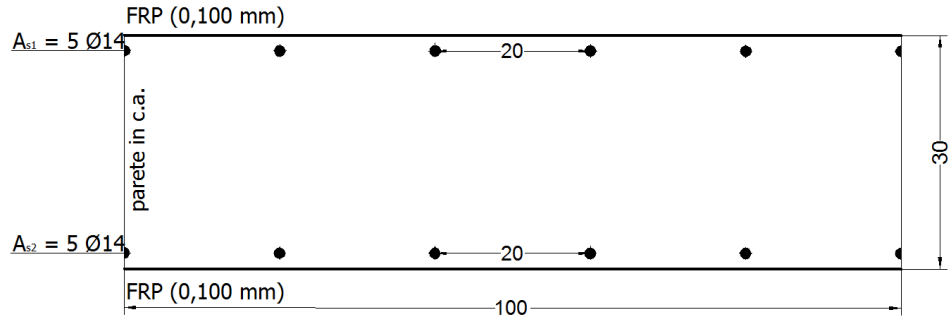


Figura 13.6: sezione di calcolo/verifica

In particolare, si è rivolta l'attenzione al nodo 31 delle shell con ID 95, 96, 97 e 98 (Figura 13.7 e Figura 13.8).

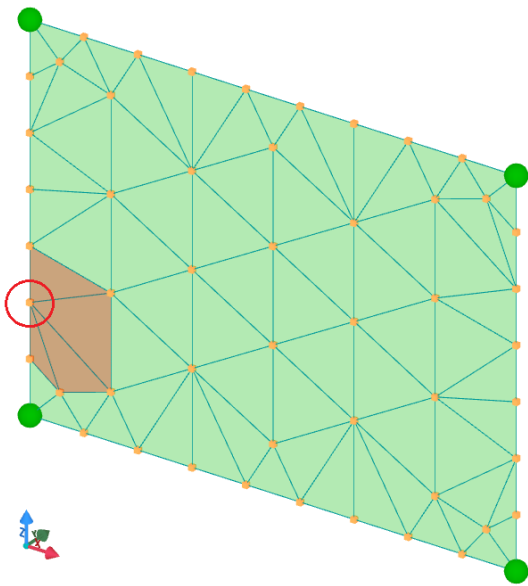


Figura 13.7: vista - "Strutturale" - shell esaminata

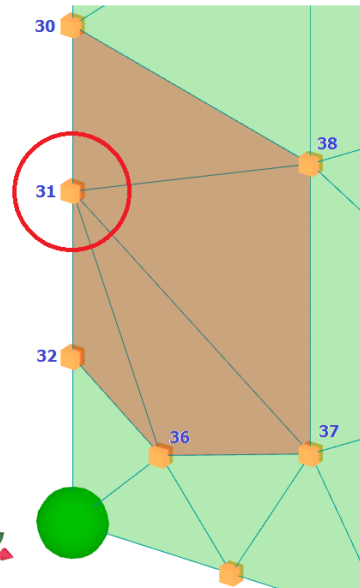


Figura 13.8: vista - "Strutturale" - nodo esaminato

Sollecitazioni di Progetto

Si prendono per "buone" quelle determinate dal programma.
Quindi:

Tipo di verifica	Sforzo Normale di progetto (N_{Ed}) [N]	Taglio di progetto (V_{Ed}) [N]	Momento di progetto (M_{Ed}) [Nm]
Presso Flessione	405 820 (compressione)	-	5 736
Taglio	132.425 (compressione)	149 006	-

Di seguito, si riportano i risultati delle verifiche (*pressoflessione e taglio*) ottenuti da EdiLus da cui si evincono le sollecitazioni di progetto.

[00036-00031-00032]		Piano Terra	
Direzione principale			
		Anteriore	Posteriore
...	
Nodo31			
N_{Ed}	-405.820	-	-
M_{Ed}	5.736	-	-
A_s	0,07697	-	-
A_{df}	0,07697	-	-
CS	37.08[V]	-	-

	Massimo	Minimo
Nodo31		
CS	4,73	4,73
$V_{Ed,2}$	149.006	149.006
V_{Rcd}	704.762	704.762
$V_{Rsd,s}$	1.298.852	1.298.852
N_{Ed}	132.425	132.425
$V_{Rsd,p}$	0	0
V_{R1}	0	0
$V_{Rd,f}$	236.794	236.794
Ctg	2,50	2,50
A_{sw}	0,07697	0,07697
A_{dw}	0,07697	0,07697

Risultati EdiLus della **Verifica a Pressoflessione** nel nodo in esame, per la direzione principale (*più penalizzante*)

Risultati EdiLus della **Verifica a Taglio** nel nodo in esame, per la direzione secondaria (*più penalizzante*)

Calcolo Asse Neutro

Per la sezione di verifica della direzione principale, ipotizziamo:

- l'adozione del diagramma *stress-block*;
- la crisi nel cls -> quindi imponiamo che la $\varepsilon_{cls} = \varepsilon_{cu} = 0,0035$;
- la posizione dell'asse neutro tra le armature delle pareti (A_{s1} e A_{s2});
- $\varepsilon_{FRP,max} = f_{fk}/E_f = 3430/230000 = 0,0149$.

Con tali H_p si ha:

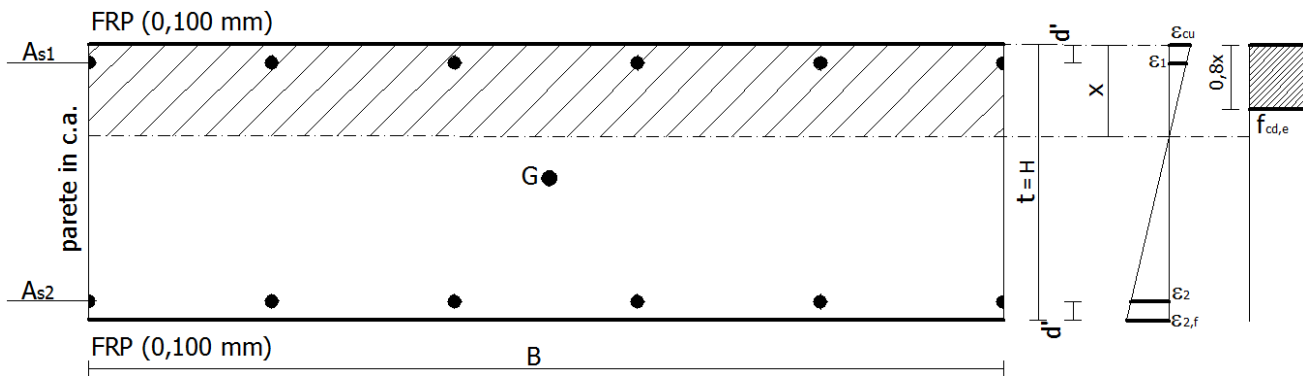


Figura 13.9: asse neutro e tensioni

- Equazione di Equilibrio alla Traslazione -

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd,p} + A_{s1} \cdot \sigma_1 - A_{s2} \cdot \sigma_2 - A_{s2,f} \cdot \sigma_{2,f} = N_{Ed} \quad (405\,820 \text{ di compressione}).$$

- Tensioni Armature -

$\sigma_{1,f}$ = tensione nel FRP superiore = $E_f \cdot \varepsilon_{1,f} = 0$ (*frp nuovo - compresso*).

σ_1 = tensione nelle armature superiori della parete = $E_s \cdot \varepsilon_1 \leq f_{yd,e}$ (*acciaio esistente*).

σ_2 = tensione nelle armature inferiori della parete = $E_s \cdot \varepsilon_2 \leq f_{yd,e}$ (*acciaio esistente*).

$\sigma_{2,f}$ = tensione nel FRP del rinforzo inferiore = $E_f \cdot \varepsilon_{2,f} \leq f_{fk}$ (*frp nuovo*).

- Deformazioni Armature -

$\varepsilon_{1,f}$ = deformazione nel FRP superiore = 0.

ε_1 = deformazione nelle armature superiori della parete = $\varepsilon_{cu} \cdot (x-d')/x = 0,0035 \cdot (x-d')/x$.

ε_2 = deformazione nelle armature inferiori della parete = $\varepsilon_{cu} \cdot (H-d'-x)/x = 0,0035 \cdot (H-d'-x)/x$.

$\varepsilon_{2,f}$ = deformazione nel FRP inferiore = $\varepsilon_{cu} \cdot (H-x)/x = 0,0035 \cdot (H-x)/x$.

Da cui, per successive iterazioni si ottiene la seguente posizione dell'asse neutro dal lembo superiore (*compresso*):

$$x = 0,61217460 \text{ m} = 6,1217460 \text{ cm} = \mathbf{61,217460 \text{ mm}}.$$

N.B. 13.1

Ricordando che, per le armature della parete, la deformata limite allo snervamento è:

$$\varepsilon_{s,y,n} = f_{y,d,e}/E_s = 375,00/210000 = 0,00178571 \text{ (armature esistenti).}$$

Ponendo il valore dell'asse neutro (61,22) nelle espressioni delle deformazioni ha:

Deformazioni	Snervata/ Elastica	Tensioni
$\varepsilon_{1,f} = 0.$	-	$\sigma_{1,f} = 0 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_1 = 0,0035 \cdot (x-d')/x =$ $= 0,0035 \cdot (61,22-20)/61,22 = 0,00236.$	Snervata	$\sigma_1 = f_{y,d,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_2 = 0,0035 \cdot (H-d'-x)/(H-x) =$ $= 0,0035 \cdot (300-20-61,22)/61,22 = 0,01251.$	Snervata	$\sigma_2 = f_{y,d,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_{2,f} = 0,0035 \cdot (H-x)/x =$ $= 0,0035 \cdot (300-61,22)/61,22 = 0,01365.$	-	$\sigma_{2,f} = E_f \cdot \varepsilon_{2,f} = 230000 \cdot 0,01365 = 3139,95 \text{ N/mm}^2$

Ponendo il valore dell'asse neutro (61,22) nell'equazione di equilibrio si ha:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd,p} + A_{s1} \cdot \sigma_1 - A_{s2} \cdot \sigma_2 - A_{f2} \cdot \sigma_{2,f} = N_{Ed}$$

$$(0,8 \cdot 61,22 \cdot 1000 \cdot 14,70 + 769,69 \cdot 375 - 769,69 \cdot 375 - 100 \cdot 3139,95) \text{ N} = 405820 \text{ N.}$$

$$(719815 + 288634 - 288634 - 313995) \text{ N} = 405820 \text{ N} \quad \rightarrow \quad \mathbf{405\ 820\ N = 405\ 820\ N.}$$

Calcolo Momento Resistente

L'espressione del Momento Ultimo (M_{Rd}) calcolato rispetto al centro della sezione rinforzata (*esistente + intervento*) è la seguente:

$$M_{Rd} = M_{Rd,cls} + M_{Rd,A1} + M_{Rd,A2} + M_{Rd,f} = 90\ 346 + 37\ 522 + 37\ 522 + 47\ 099 = \mathbf{212\ 490\ Nm.}$$

Dove:

$$M_{Rd,cls} = \text{momento resistente del cls della parete} = F_{Rd,cls} \cdot d_{G,cls} = 719815 \cdot 0,12551 = \mathbf{90\ 346\ Nm.}$$

$$F_{Rd,cls} = \text{forza resistente del cls della parete} = 0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd,p} = 0,8 \cdot 61,22 \cdot 1000 \cdot 14,70 = 719\ 815 \text{ N.}$$

$$x = \text{posizione asse neutro} = 61,22 \text{ mm.}$$

$$B = \text{base della sezione di verifica} = 1000 \text{ mm.}$$

$$f_{cd,p} = \text{tensione di progetto della parete (esistente)} = 14,70 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,cls} = \text{distanza del centro di reazione del cls della parete dal centro della sezione trave} = H/2 - 0,8 \cdot x/2 =$$

$$= 300/2 - 0,8 \cdot 61,22/2 = 125,51 \text{ mm} = 0,12551 \text{ m.}$$

$$H = \text{altezza sezione rinforzata} = 300 \text{ mm.}$$

$$M_{Rd,A1} = \text{momento resistente dell'armatura superiore della parete} = F_{Rd,A1} \cdot d_{G,A1} = 288\ 634 \cdot 0,130 = \mathbf{37\ 522\ Nm.}$$

$$F_{Rd,A1} = \text{forza resistente dell'armatura superiore (snervata) della parete} = A_{s1} \cdot \sigma_1 = 769,69 \cdot 375 = 288\ 634 \text{ N.}$$

$$A_{s1} = \text{area dell'armatura superiore della parete} = 769,69 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_1 = \text{tensione nell'armatura superiore della parete} = f_{y,d,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{y,d,e} = \text{tensione di snervamento dell'acciaio (esistente)} = 375,00 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,A2} = \text{distanza dell'armatura superiore della parete dal centro trave} = H/2 - d' = 300/2 - 20 = 130 \text{ mm} = 0,130 \text{ m.}$$

$$d' = \text{copriferro parete} = 20 \text{ mm.}$$

$$M_{Rd,A2} = \text{momento resistente dell'armatura inferiore della parete} = F_{Rd,A2} \cdot d_{G,A2} = 288\ 634 \cdot 0,130 = \mathbf{37\ 522\ Nm.}$$

$$F_{Rd,A2} = \text{forza resistente dell'armatura inferiore (snervata) della parete} = A_{s2} \cdot \sigma_2 = 769,69 \cdot 375,00 = 288\ 634 \text{ N.}$$

$$A_{s2} = \text{area dell'armatura inferiore della parete} = 769,69 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_2 = \text{tensione nell'armatura inferiore della parete} = f_{y,d,e} = 375,00 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,A2} = \text{distanza dell'armatura inferiore della parete dal centro trave} = H/2 - d' = 300/2 - 20 = 130 \text{ mm} = 0,130 \text{ m.}$$

$$M_{Rd,f2} = \text{momento resistente dell'armatura del FRP inferiore} = F_{Rd,f2} \cdot d_{G,f2} = 313\ 910 \cdot 0,150 = \mathbf{47\ 099\ Nm.}$$

$$F_{Rd,f2} = \text{forza resistente del FRP inferiore} = A_{f2} \cdot \sigma_{2,f} = 100,00 \cdot 3139,95 = 313\ 910 \text{ N.}$$

$$A_{f2} = \text{area del FRP inferiore} = 100,00 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{2,f} = \text{tensione nel FRP inferiore} = 313995 \text{ N/mm}^2.$$

$$d_{G,f2} = \text{distanza del FRP inferiore dal centro trave} = H/2 = 300/2 = 150 \text{ mm} = 0,150 \text{ m.}$$

Verifica a Presso Flessione

La verifica consiste nel rapporto fra il momento resistente della sezione rinforzata con il momento sollecitante. Si ha, quindi:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{212490}{5736} = \mathbf{37,05.}$$

Confronto a Presso Flessione

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

[00036-00031-00032] Piano Terra		[00036-00031-00032] Piano Terra	
Direzione principale		Direzione principale	
	Anteriore	Posteriore	
...
...
Nodo31		Nodo31	
N_{Ed}	-405.820	-	0
M_{Ed}	5.736	-	0
M_{Rd}	212.490	-	Non riportato
A_s	0,07697	-	0,07697
A_{df}	0,07697	-	0,07697
CS	37,05	-	37,08[V]

Manuale EdiLus

N.B. 13.2

Le differenze fra il calcolo manuale ed il calcolo di EdiLus sono giustificabili dal fatto che EdiLus esegue le verifiche con il modello a fibre ed utilizzando il diagramma "Parabola-Rettangolo" per il legame costitutivo del calcestruzzo.

Verifica a Taglio

In tale paragrafo viene illustrata la procedura di calcolo dei contributi a taglio (V_{Rcd} e $V_{Rsd,s}$) della parete in presenza del rinforzo in FRP.

Prima di procedere precisiamo che il contributo a taglio dell'intervento in FRP viene preso in considerazione SOLO in presenza del rinforzo su entrambi i lati.

In EdiLus la verifica a taglio sugli elementi shell si articola nelle seguenti due FASI.

FASE 1 (§ 4.1.2.3.5.1 delle NTC18)

- biella compressa**

Si verifica se il contributo del SOLO calcestruzzo (sezione sprovvista di armature) è sufficiente a reggere lo sforzo di taglio (V_{Ed}) adoperando la formula 4.1.23 delle NTC18 (cioè $V_{Ed} \leq V_{Rd}$).

Se $V_{Ed} > V_{Rd}$ si passa alla **FASE 2**.

FASE 2 (§ 4.1.2.3.5.2 delle NTC08)

- biella compressa**

La sezione viene considerata provvista di armatura a taglio per cui si adoperare la 4.1.28 delle NTC18. In analogia alla trave si operano delle iterazioni per individuare il corretto θ imponendo $\alpha = 90^\circ$.

- biella tesa**

Il calcolo della biella tesa si esegue valutando i seguenti contributi:

- V_{Rsd} : contributo delle armature orizzontali della parete, valutato mediante la relazione 4.1.27 delle NTC18, considerando come θ quello che è stato precedentemente individuato per la biella compressa;
- $V_{Rd,f}$: contributo del rinforzo in FRP ($V_{Rd,f}$), valutato in analogia a quanto previsto dalla DT200 R1 2013 per il calcolo della resistenza a taglio nel piano su pareti in muratura rinforzate con FRP.

Premesso ciò passiamo ad illustrare i valori numerici per il caso in esame.

- Resistenza a taglio compressione del calcestruzzo (V_{Rcd}) -

Essendo il taglio sollecitante $V_{Ed} = 149\ 006$ N andiamo ad esporre le due (eventuali) FASI.

FASE 1

Vediamo se la sola sezione di cls (senza armature) è in grado di assorbire il taglio sollecitante ($V_{Ed} \leq V_{Rd}$). Pertanto, applichiamo la seguente relazione 4.1.23 delle NTC18:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[\frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\};$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/1000)^{1/2} = \mathbf{1,45} (< 2);$$

d = altezza utile della sezione = 0,50 m = 50 cm = **1000** mm;

$$\rho_l = \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa} = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 1739/(300 \cdot 1000) = \mathbf{0,005798} (\leq 0,02);$$

$$A_{sl} = \text{armatura verticale presente nella sezione unitaria (1m) della parete rinforzata} = 2 \cdot A_{sl,p} + 2 \cdot A_{sl,FRP} = 2 \cdot 769,69 + 2 \cdot 100,00 = 1739,38 \text{ mm}^2;$$

$$A_{sl,p} = \text{armatura verticale presente nella sezione unitaria (1m) della parete esistente} = n_{f,p} \cdot \phi_{p,v}^2 / 4 = 5 \cdot \pi \cdot 14^2 / 4 = 769,69 \text{ mm}^2.$$

$$n_{f,p} = \text{numero di ferri verticali presenti nella sezione unitaria della parete esistente} = 1000/s_{p,v} = 1000/200 = 5;$$

$$s_{p,v} = \text{passo delle armature verticali della parete esistente} = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm};$$

$$\phi_{p,v} = \text{diametro delle armature verticali della parete esistente} = 14 \text{ mm}.$$

$$A_{sl,FRP} = \text{contributo del FRP all'armatura verticale presente nella sezione unitaria (1m)} = 1000 \cdot t_{frp} = 1000 \cdot 0,100 = 100,00 \text{ mm}^2.$$

$$t_{frp} = \text{spessore fogli} = 0,100 \text{ mm (disposizione simmetrica su entrambi i lati)}.$$

$$b_w = \text{larghezza minima della sezione} = t = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = \mathbf{300} \text{ mm};$$

$$t = \text{spessore della parete} = 0,30 \text{ m};$$

$$f_{ck} = f_{ck,p}/FC = 20,75/1,2 = \mathbf{17,29} \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{ck,p} = \text{resistenza caratteristica a compressione del cls della parete} = 20,75 \text{ N/mm}^2;$$

$$FC = \text{fattore di confidenza} = 1,2 \text{ (LC2)};$$

$$\gamma_c = \text{coefficiente parziale di sicurezza cls} = \mathbf{1,5};$$

$$\sigma_{cp} = \text{tensione media di compressione nella sezione} = 132425/300000 = \mathbf{0,4414} \text{ N/mm}^2.$$

$$N_{Ed} = \text{sforzo normale di compressione nella sezione} = 132483 \text{ N};$$

$$A_c = \text{area di Cls della sezione rinforzata} = A_p = 300000 \text{ mm}^2;$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,45^{3/2} \cdot 17,29^{1/2} = \mathbf{0,2534}.$$

Procediamo a valutare singolarmente i due contributi della 4.1.23.

I termine relazione 4.1.23	II termine relazione 4.1.23
$V_{Rd,I} = \left[\frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$ $= \left[\frac{0,18 \cdot 1,45 \cdot (100 \cdot 0,005798 \cdot 17,29)^{1/3}}{1,5} + 0,15 \cdot 0,44 \right] \cdot 300 \cdot 1000 =$ $= \mathbf{132\ 205\ N}.$ <p>Dove:</p> <p>k = 1,45; ρ_l = 0,005798; f_{ck} = 17,29 N/mm²; γ_c = 1,5; σ_{cp} = 0,44 N/mm²; b_w = 300 mm; d = 1000 mm.</p>	$V_{Rd,II} = (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,2534 + 0,15 \cdot 0,44) \cdot 300 \cdot 1000 =$ $= \mathbf{95\ 880\ N}.$ <p>Dove:</p> <p>v_{min} = 0,2534;</p>

Per cui:

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd,I}; V_{Rd,II}) = \max(132205; 95880) = 132205 \text{ N}.$$

Essendo V_{Ed} (149006 N) > V_{Rcd} (132205 N) -> si passa alla **FASE 2**.

FASE 2

Consideriamo la sezione provvista di armatura a taglio, per cui:

- biella compressa**

Ora, utilizziamo la seguente relazione 4.1.28 delle NTC18:

$$V_{Rcd,1} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 0,90 \cdot 1000 \cdot 300 \cdot 1,0300 \cdot 0,5 \cdot 14,70 \cdot (0 + 2,5) / (1 + 2,5^2) =$$

$$= 0,90 \cdot 1000 \cdot 300 \cdot 1,03 \cdot 0,5 \cdot 14,70 \cdot 2,5 / (7,25) = \mathbf{704\ 762\ N}.$$

dove:

d = altezza utile della sezione = 0,50 m = 50 cm = **1000** mm;
 b_w = larghezza minima della sezione = $t = 0,30$ m = 30 cm = **300** mm;
 t = spessore della parete = 0,30 m;
 $v = 0,5$;
 $f_{cd} = f_{cd,p}$ = resistenza di progetto del cls della parete = **14,70** N/mm²;
 α_c = coefficiente maggiorativo = $1 + \sigma_{cp}/f_{cd} = 1 + 0,4416/14,70 = 1,0300$.
 σ_{cp} = tensione media di compressione nella sezione = $132483/300000 = 0,4416$ N/mm² (vedi FASE 1);
 per cui $0 < \sigma_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd}$ ($0,25 \cdot 14,70 = 3,675$ N/mm²).
 $ctg\alpha = ctg90 = 0$;
 α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave = 90°;
 $ctg\theta = ctg21,8 = 2,5$.
 θ = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave = 21,8°.

• biella tesa

Di seguito, si riporta il calcolo dei seguenti contributi:

- V_{Rsd} ($V_{Rsd,s}$ in EdiLus): contributo dovuto alle armature orizzontali della parete;
- $V_{Rd,f}$: contributo dovuto al rinforzo in FRP.

Calcolo V_{Rsd}

Per il calcolo del contributo delle armature della parete consideriamo la seguente relazione 4.1.27 delle NTC18.

$$V_{Rsd} = 0,90 \cdot d \cdot (A_{SW}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \text{sen}\alpha = 0,90 \cdot 1000 \cdot 1,5394 \cdot 375,00 \cdot (0 + 2,5) \cdot \text{sen}90 = 0,90 \cdot 1000 \cdot 1,5394 \cdot 375,00 \cdot 2,5 = \mathbf{1\ 298\ 852\ N}.$$

dove:

d = altezza utile della sezione = 1,00 m = 100 cm = **1000** mm;
 A_{SW}/s = armatura effettiva a taglio per unità di lunghezza =
 $= 2 \cdot A_{SW,p}/s_p - A_{SL,p} = 2 \cdot 153,94/200 - 0 = 2 \cdot 0,7697 \text{ mm}^2/\text{mm} =$
 $= \mathbf{1,5394}$ mm²/mm.
 $A_{SW,p} = A_{SW,p,sup} = A_{SW,p,inf} = \pi \cdot \phi_{p,o}^2/4 = \pi \cdot 14^2/4 = 153,94$ mm²;
 $\phi_{p,o}$ = diametro delle armature orizzontali = 14 mm;
 $s_{p,o}$ = passo delle armature orizzontali = 20 cm = 200 mm.
 $A_{SL,p}$ = area di armatura orizzontale necessaria alla verifica a flessione = 0.
 $f_{yd} = f_{yd,p}$ = resistenza di progetto acciaio = **375,00** N/mm².
 $ctg\alpha = ctg90 = 0$;
 α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave = 90°;
 $ctg\theta = ctg21,8 = 2,5$.
 θ = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave = 21,8° (da $ctg\theta = 2,5$).

Calcolo $V_{Rd,f}$

Il calcolo del $V_{Rd,f}$ viene eseguito in analogia a quanto previsto dalla DT200 R1 2013 ([1] nel proseguo) per il calcolo della resistenza a taglio nel piano dell'FRP su pareti in muratura.

In particolare si utilizza la relazione 5.22 di [1], sostituendo le quantità proposte per la muratura con quelle del CA e modificata in modo da tener conto di un meccanismo di rottura del tipo a traliccio, quindi:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,6 \cdot d \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{fd}) \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{p_f} \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}\theta} = \frac{1}{1,2} \cdot 0,6 \cdot 480 \cdot (230000 \cdot 0,007966) \cdot 2 \cdot 0,10 \cdot 1 \cdot \frac{\text{sen}(90)}{\text{sen}(21,80)} = \mathbf{236\ 794\ N};$$

dove:

γ_{Rd} = coefficiente parziale della Tabella 3-1 di [1] = 1,20;
 $d = d_{FRP}$ = altezza utile della sezione per il contributo del FRP = 0,50 m - $d' = 50$ cm - 2 cm = 48 cm = 480 mm (N.B. 13.4);

N.B. 13.3

In virtù del fatto che normalmente le strisce di FRP vengono disposte verticalmente/orizzontalmente con una larghezza di 0,5 m (limitazione che può essere colta anche attraverso le limitazioni geometriche indicate al punto 4.3.3.1(3)), si adopera proprio 0,5 m meno il copriferro, come altezza utile della sezione per la valutazione del SOLO contributo del FRP.

Ciò in quanto l'efficacia dell'FRP deve sempre essere valutata in funzione di un ancoraggio che nella direzione in esame non potrebbe essere maggiore di 0,50 m - d' .

E_f = modulo elastico normale del rinforzo in FRP = 230000 N/mm²;
 ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo di FRP fornita dalla relazione 5.1 di [1] seguente:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; \varepsilon_{fdd} \right\} = \min(0,95 \cdot 0,01491/1,0; 0,007966) = \min(0,01407; 0,007966) = \mathbf{0,007966}$$

dove:

η_a = fattore di conversione ambientale - per fibre di carbonio e per esposizione "interna" = 0,95 (Tabella 3-2 di [1]).

ε_{fk} = deformazione caratteristica a rottura del rinforzo = $f_{rk}/E_f = 3430/230000 = \mathbf{0,01491}$.

f_{rk} = resistenza caratteristica a rottura FRP = 3430 N/mm²;

E_f = modulo elastico normale FRP = 230000 N/mm².

$\gamma_f = 1,0$, preso dalla tabella (Tabella 3-1 di [1]):

ε_{fdd} = massimo valore della deformazione progettuale del composito = $f_{fdd,2}/E_f = 1832,15/230000 = 0,007966$.

$f_{fdd,2}$ = resistenza di progetto alla delaminazione "modalità 2" (delaminazione in corrispondenza di fessure da flessione) =

$$= \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot 2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot f_{ctm}} = \frac{1,25}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{230000}{0,1} \cdot \frac{2 \cdot 1,0 \cdot 0,10}{1,20} \cdot \sqrt{28,75} \cdot 2,26} = \mathbf{1832,15} \text{ N/mm}^2$$

k_q = un coefficiente che tiene conto della condizione di carico = 1,25 (carichi distribuiti; 1,00 per carichi concentrati).

$\gamma_{f,d}$ = coefficiente parziale di sicurezza = 1,2 (§ 3.4.1 (1) di [1])

E_f = modulo elastico normale = 230000 N/mm².

t_f = spessore FRP = 0,100 mm.

k_b = coefficiente correttivo di tipo geometrico (relazione 4.3 di [1]) = $\sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} = \sqrt{\frac{2-1}{1+1}} = 0,707 < 1 \rightarrow k_b = \mathbf{1,00}$.

$b_f/b_f = 1,0$, nel caso di rinforzo continuo o strisce poste in adiacenza.

$k_{G,2}$ = coefficiente correttivo calibrato sulla base di risultati di prove sperimentali = 0,10 (frattile 5% per FRP impregnato in situ).

FC = fattore di confidenza = 1,20.

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = 28,75 N/mm².

f_{ctm} = resistenza media a trazione = 2,26 N/mm².

$t_f = t_{frp}$ = spessore fogli orizzontali FRP = 0,100 mm;

b_f e p_f , rispettivamente, la larghezza e il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre;

$b_f/p_f = \mathbf{1,0}$, nel caso di rinforzo continuo o strisce poste in adiacenza.

β = angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale = $\mathbf{90^\circ}$;

θ = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave = $\mathbf{21,801409^\circ}$ (da $\text{ctg}\theta = 2,5$).

Confronto a Taglio

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

[00005-00036-00001]		
Piano Terra		
	Massimo	Minimo
...
...
	Massimo	Minimo
Nodo1		
CS	-	-
V _{Ed,2}	-	-
V _{Rcd}	704.762	704.762
V _{Rsd,s}	1.298.852	1.298.852
N _{Ed}	-	-
V _{Rsd,p}	-	-
V _{R1}	-	-
V _{Rd,f}	236.794	236.794
Ctg θ	-	-
A _{sw}	-	-
A _{dw}	-	-

Manuale

[00005-00036-00001]		
Piano Terra		
	Massimo	Minimo
...
...
	Massimo	Minimo
Nodo1		
CS	4,73	4,73
V _{Ed,2}	149.006	149.006
V _{Rcd}	704.762	704.762
V _{Rsd,s}	1.298.852	1.298.852
N _{Ed}	132.425	132.425
V _{Rsd,p}	0	0
V _{R1}	0	0
V _{Rd,f}	236.794	236.794
Ctg θ	2,50	2,50
A _{sw}	0,07697	0,07697
A _{dw}	0,07697	0,07697

EdiLus

14 (CA-Old) - Test di Validazione n.14 (Verifica di Rotazione alla Corda)

Titolo: **Verifica di Rotazione alla Corda senza interventi**

Il file di EdilLus (CA-New) è: **Test_Ver_Corda_NO_Interventi.EDL**

Si espone di seguito il procedimento adottato per la verifica di rotazione alla corda allo **SLV** per la trave del portale evidenziato nella *Figura 14.1*.

Per il portale in questione si conduce la verifica di rotazione alla corda in corrispondenza della sezione terminale (100%) della **trave 1-2** dopo aver condotto l'analisi pushover per sisma "+X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione" (nella *Figura 14.2* è riportata la curva di capacità).

Il portale è stato supposto "esistente", pertanto, sono state inserite le armature negli elementi "di fatto".

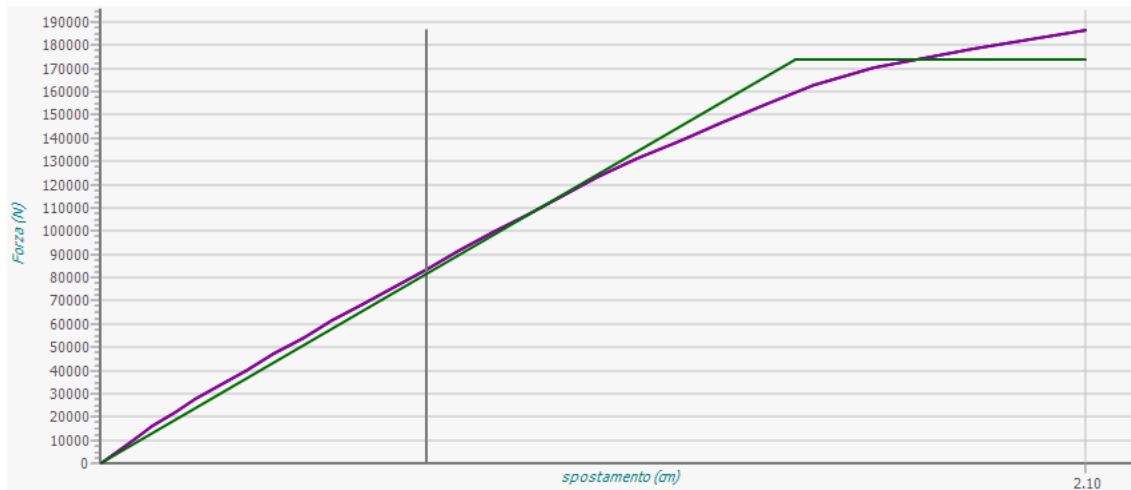
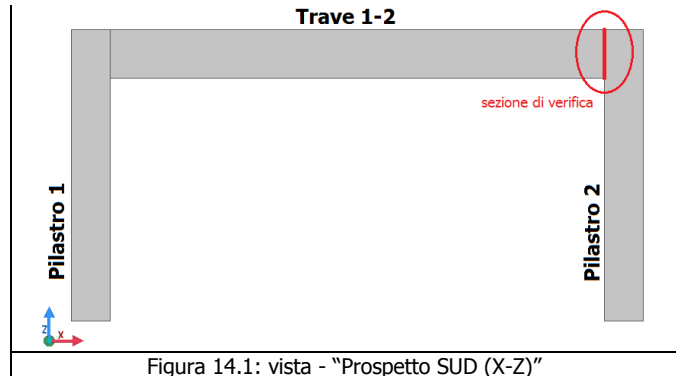


Figura 14.2: curva di capacità per sisma "+X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione"

Dati Trave

La trave esaminata presenta le seguenti caratteristiche:

- Tipo Situazione = "di fatto" (trave esistente).
- Livello di Conoscenza LC2 (FC = 1,20).
- Base (b) = 0,30 m.
- Altezza (h) = 0,50 m.
- Copriferro (c') = 0,036 m = 3,60 cm;
- Armatura Superiore (A_{sup}) = 5 ϕ 16 = 10,0531 cm² = 1005,31 mm² (*Figura 14.3*);
- Armatura Inferiore (A_{inf}) = 3 ϕ 16 = 6,0319 cm² = 603,19 mm² (*Figura 14.3*);
- Altezza utile (d) = (h - c') = (0,50 - 0,036) = 0,464 m;
- Materiale = "Cls C25/30_B450C" (*Figura 14.4*), con:
 - $R_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$;
 - $f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{cm}}{FC} = \frac{0,83 \cdot 25}{1,20} = 17,29 \text{ N/mm}^2$;
 - $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
 - $f_{yd} = \frac{f_{yd}}{FC} = \frac{450}{1,20} = 375 \text{ N/mm}^2$.
- La trave è soggetta ad un forza distribuita verticale di **40 000 N/m** (*Condizioni di Carico -> Carico Verticale -> Abitazione*).

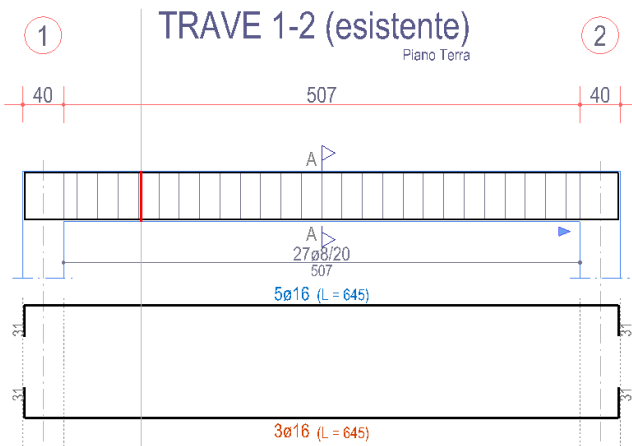


Figura 14.3: armature Trave 1-2

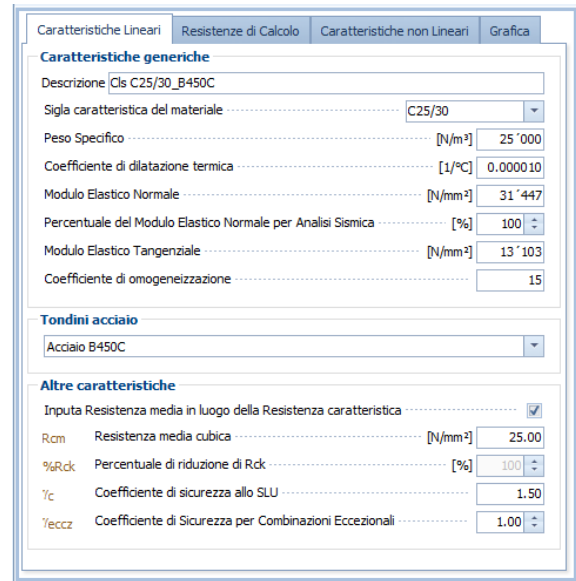


Figura 14.4: caratteristiche Cls Trave 1-2

Curvatura ultima (ϕ_u)

Per sisma "+X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione" sulla trave si ha il diagramma del Momento flettente (M_3) riportati nella *Figura 14.5*.

In particolare, nella sezione finale oggetto di verifica il momento tende le fibre superiore e si ha uno sforzo normale di compressione di **20 279 N**.

Nella sezione finale della trave l'armatura e il diagramma delle deformazioni allo SLV sono indicati nella *Figura 14.6*.

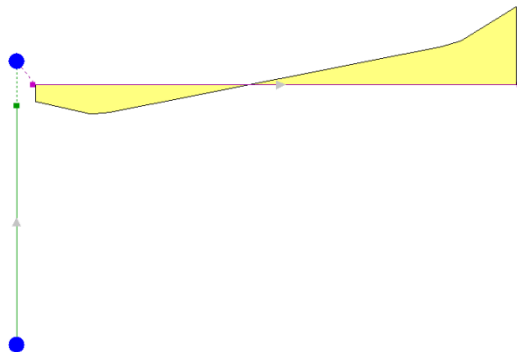
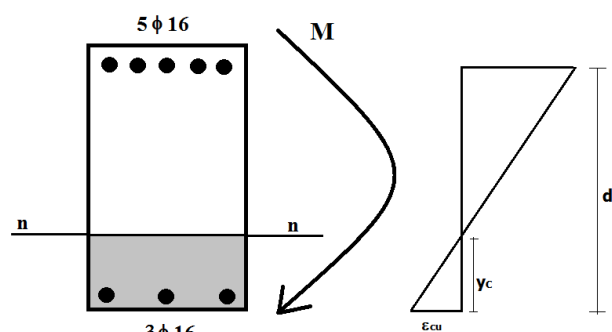

 Figura 14.5: momento flettente (M_3) per sisma "+X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione"


Figura 14.6: armatura e diagramma delle deformazioni nella sezione di verifica

La posizione y_c dell'asse neutro allo SLV si ricava imponendo la condizione di equilibrio alla traslazione della sezione, considerando per il calcestruzzo un legame costitutivo del tipo "stress block", una deformazione ultima del cls compresso $\epsilon_{cu} = 0,0035$ e una deformazione ultima dell'acciaio $\epsilon_{su} = 0,04$.

La crisi della sezione avviene lato calcestruzzo, con armatura compressa (inferiore) in fase elastica e armatura tesa (superiore) snervata, pertanto, l'equazione di equilibrio alla traslazione è:

$$0,8 \cdot y_c \cdot b \cdot f_{cd} + A_{inf} \cdot E_s \cdot (y_c - c') \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{y_c} - A_{sup} \cdot f_{yd} - N = 0$$

L'equazione può essere posta nella forma:

$$a \cdot y_c^2 + b \cdot y_c + c = 0$$

dove:

$$a = 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 300 \cdot 17,29 = 4\,150 \text{ N/mm};$$

$$b = A_{inf} \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu} - A_{sup} \cdot f_{yd} - N = 603,19 \cdot 210000 \cdot 0,0035 - 1005,31 \cdot 375 - 20279 = 46\,071,44 \text{ N};$$

$$c = -A_{inf} \cdot E_s \cdot c' \cdot \epsilon_{cu} = -603,19 \cdot 210000 \cdot 36 \cdot 0,0035 = -15\,960\,295,99 \text{ Nmm}.$$

La radice che ha significato fisico è:

$$y_c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} = \frac{-46071 + \sqrt{46071^2 - 4 \cdot 4150 \cdot 15960296}}{2 \cdot 4150} = \mathbf{56,71 \text{ mm.}}$$

Ricontrolliamo che per tale posizione dell'asse neutro è verificato l'equilibrio alla traslazione:

$$0,8 \cdot 56,71 \cdot 300 \cdot 17,29 + 603,19 \cdot 210000 \cdot (56,71 - 36) \cdot \frac{0,0035}{56,71} - 1005,31 \cdot 375 - 20279 \cong 0$$

Pertanto, la curvatura ultima della sezione è:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{y_c} = \frac{0,0035}{0,05671} = \mathbf{0,0617.}$$

Curvatura allo snervamento (ϕ_y)

Allo snervamento, la posizione dell'asse neutro si determina con le note relazioni della statica delle sezioni in campo lineare ($S_n = 0$ nella flessione e $\sigma_c / y_c \cdot S_n = N$ nella pressoflessione).

Ipotizzando, per semplicità, la trave semplicemente inflessa ($N = 0$, altrimenti l'equazione per determinare la posizione dell'asse neutro è di terzo grado) la posizione dell'asse neutro si ricava da:

$$S_n = 0 = b \cdot \frac{y_c^2}{2} + n_s \cdot A_{inf} \cdot (y_c - c) - n_s \cdot A_{sup} \cdot (d - y_c) = 0$$

dove:

S_n = momento statico della sezione reagente rispetto all'asse neutro;
 $n_s = 15$ (coefficiente di omogeneizzazione).

L'equazione può essere posta nella forma:

$$a \cdot y_c^2 + b \cdot y_c + c = 0$$

dove:

$a = b/2 = 150 \text{ N/mm};$
 $b = n_s \cdot (A_{inf} + A_{sup}) = 15 \cdot (603,19 + 1005,31) = 21 \ 127,43 \text{ N};$
 $c = -n_s \cdot (A_{inf} \cdot c' + A_{sup} \cdot d) = -15 \cdot [603,19 \cdot 36 + 1005,31 \cdot (500 - 36)] = -7 \ 322 \ 675,48 \text{ Nmm.}$

La radice che ha significato fisico è:

$$y_c = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} = \frac{-21127 + \sqrt{21127^2 - 4 \cdot 150 \cdot 7322675}}{2 \cdot 150} = \mathbf{154,70 \text{ mm.}}$$

Le deformazioni al limite elastico del calcestruzzo compresso (ε_{ce}) e dell'armatura tesa (ε_{so}) valgono:

$\varepsilon_{ce} = 0,002;$
 $\varepsilon_{so} = f_{yd} / E_s = 375 / 210000 = 0,00179.$

Quindi, la curvatura allo snervamento vale:

$$\phi_y = \min\left(\frac{\varepsilon_{ce}}{y_c}; \frac{\varepsilon_{so}}{d - y_c}\right) = \min\left(\frac{0,002}{0,15470}; \frac{0,00179}{0,464 - 0,15470}\right) = \min(0,0129; 0,00577) = \mathbf{0,00577.}$$

Determinazione della capacità rotazionale (θ_u)

La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_v = M/T$.

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u è valutata mediante la seguente espressione (relazione C8.7.2.5 del § C8.7.2.3.2 della circolare 21-01-2019 n. 7):

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot [\theta_y + (\phi_u - \phi_y)] \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pi}}{L_v}\right),$$

dove:

$\gamma_{el} = 1,5$ per gli elementi primari e 1 per gli elementi secondari;
 θ_y = rotazione rispetto alla corda allo snervamento (da calcolare);
 ϕ_u = curvatura ultima della sezione finale;
 ϕ_y = curvatura allo snervamento della sezione finale;
 L_{pl} = lunghezza di cerniera plastica (da calcolare);
 L_v = luce di taglio (da calcolare).

Di seguito si riportano le grandezze ancora "da calcolare".

- Luce di taglio ($L_v = L_{v,SLV}$) -

La luce di taglio è determinabile a partire dalle sollecitazioni M e T restituite dal programma a valle del calcolo pushover (Figura 14.7).

In particolare, per la sezione in esame si ha:

$$M = M_3 = 69\,736 \text{ Nm};$$

$$T = T_2 = 56\,754 \text{ N}.$$

Pertanto:

$$L_{vSLV} = \frac{M_3}{T_2} = \frac{69736}{56754} = \mathbf{1,229 \text{ m}}.$$

Trave 1-2	Piano Terra	
Distribuzione Principale: Proporzionale I Modo vibrazione		
Direzione +X		
	Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	0	0
M_2	0	0
M_3	-15.120	69.736
N	24.672	20.279
T_2	23.150	-56.754
T_3	0	0

Figura 14.7: sollecitazioni sismiche nella sezione di verifica

- Rotazione allo snervamento (θ_y) -

La rotazione allo snervamento può essere valutata come (relazione C8.7.2.7a del § C8.7.2.3.4 della circolare 21-01-2019 n. 7):

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_{bl} \cdot f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}},$$

dove:

h = altezza della sezione;
 d_{bl} = diametro (medio) delle barre longitudinali in [m];
 f_{yd} e f_{cd} = resistenze di progetto in [N/mm²].

Pertanto:

$$\theta_y = 0,00577 \cdot \frac{1,23}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{0,50}{1,23} \right) + 0,13 \cdot 0,00577 \cdot \frac{0,016 \cdot 375}{\sqrt{17,29}} = \mathbf{0,005541}.$$

- Lunghezza di cerniera plastica (L_{pl}) -

La lunghezza di cerniera plastica è valutabile come (relazione C8.7.2.6 del § C8.7.2.3.2 della circolare 21-01-2019 n. 7):

$$L_{pl} = 0,10 \cdot L_v + 0,17 \cdot h + 0,24 \cdot \frac{d_{bl} \cdot f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}},$$

dove:

L_v = luce di taglio;
 h = altezza della sezione;
 d_{bl} = diametro (medio) delle barre longitudinali in [m];
 f_{yd} e f_{cd} = resistenze di progetto in [N/mm²].

Pertanto:

$$L_{pl} = 0,10 \cdot 1,22 + 0,17 \cdot 0,50 + 0,24 \cdot \frac{0,016 \cdot 375}{\sqrt{17,29}} = \mathbf{0,5542 \text{ m}}.$$

- Calcolo capacità rotazionale (θ_u) -

A questo punto è calcolabile la capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso (θ_u):

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot [\theta_y + (\phi_u - \phi_y)] \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pl}}{L_v}\right) = \frac{1}{1,5} \cdot [0,00554 + (0,0617 - 0,00577)] \cdot 0,5542 \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot 0,5542}{1,23}\right) = 0,017592.$$

Capacità rotazionale allo SLV ($\theta_{c,SLV}$)

La capacità rotazione allo SLV può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u . Pertanto:

$$\theta_{c,SLV} = \frac{3}{4} \cdot \theta_u = \frac{3}{4} \cdot 0,0175924 = 0,013194.$$

Determinazione della domanda di rotazionale allo SLV ($\theta_{d,SLV}$)

La domanda di rotazione è assunta pari alla rotazione del nodo a valle del calcolo pushover in corrispondenza del punto di domanda (Figura 14.8).

Quindi, nel caso in questione è:

$$\theta_{d,SLV} = 0,000268.$$

Spostamenti per effetto del sisma

Nodo 4	
Distribuzione Principale: Proporzionale I Modo vibrazione	
Direzione +X	
S _x	0,5110
S _y	0,0000
S _z	0,0378
θ _x	1,8501 E-16
θ _y	2,6795 E-04
θ _z	-2,1524 E-16
σ _t	0,00

Figura 14.8: spostamenti sismici del nodo 4

Verifica allo SLV (CS_{SLV})

Allo SLV il coefficiente di sicurezza è:

$$CS_{SLV} = \frac{\theta_{c,SLV}}{\theta_{d,SLV}} = \frac{0,0131943}{0,00026795} = 49,24.$$

Confronto

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo "manuale" e quello di EdiLus.

Calcolo Manuale				EdiLus			
Verifiche di rotazione alla corda				Verifiche di rotazione alla corda			
Trave 1-2		Piano Terra		Trave 1-2		Piano Terra	
sisma in +X				sisma in +X			
Distribuzione Principale: Proporzionale I Modo vibrazione				Distribuzione Principale: Proporzionale I Modo vibrazione			
...				...			
%LLi			100%	%LLi			100%
L _{vSLV}			1,22	L _{vSLV}			1,23
L _{vSLD}			-	L _{vSLD}			0,91
L _{pl}			0,55	L _{pl}			0,51
φ _u			0,0617	φ _u			0,0576
φ _y			0,00579	φ _y			0,0060
		allo SLV	allo SLD			allo SLV	allo SLD
θ _c		0,013194	-	θ _c		0,013580	0,005263
θ _d		0,000268	-	θ _d		0,000268	0,000467
CS		49,24	-	CS		50,68	11,27