

AUTOSTRADA (A1) : MILANO-NAPOLI

TRATTO : VADO - FIRENZE NORD

INTERVENTI DI RIPRISTINO
DEL VIADOTTO RAGNAIA

OPERA 1826 - progr.km 272+216

PROGETTO ESECUTIVO

- Ripristini e protezione dei calcestruzzi
- Sostituzione di apparecchi di appoggio
- Adeguamento accessibilità per ispezionabilità pulvini

INTERVENTI

RELAZIONE DI CALCOLO PASSERELLE DI ISPEZIONE

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE
SPECIALISTICA

Ing. Lanfranco Bernardini
Ord. Ingg. Arezzo N. 541

RESPONSABILE UFFICIO PCM

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

RESPONSABILE DIVISIONE
Esercizio e Nuove Attività

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO										RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinat:	
Codice	Commessa	N.Prog.	Fase											Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	SCALA:
5	10177	-299	PE	-										STR	-014	-1		



PROJECT MANAGER:

SUPPORTO SPECIALISTICO

REVISIONE

n.	data
0	NOVEMBRE 2018
1	MARZO 2019

REDATTO:

VERIFICATO:

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1. <i>Normativa tecnica</i>	4
2.2. <i>Elaborati di riferimento</i>	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1. <i>Acciaio</i>	5
3.2. <i>Bulloni in acciaio zincato</i>	5
3.3. <i>Barre filettate per tirafondi</i>	5
3.4. <i>Resine per Inghisaggi</i>	5
4. CRITERI DI CALCOLO	6
4.1. <i>Combinazioni di carico per stati limite</i>	6
4.2. <i>Coefficienti parziali per le azioni</i>	7
4.3. <i>Modellazione strutturale</i>	7
5. ANALISI DEI CARICHI	10
5.1. <i>Scala d'accesso</i>	10
5.2. <i>Passerella</i>	10
6. CRITERI DI VERIFICA	12
6.1. <i>Resistenze di calcolo</i>	12
6.2. <i>Resistenza delle membrature SLU</i>	12
3.1. <i>Elementi inghisati</i>	13
3.1.1. <i>Resistenza a Carichi di Trazione</i>	15
3.1.2. <i>Resistenza a Carichi di Taglio</i>	18
7. RISULTATI ANALISI	23
8. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	26
8.1. <i>Verifiche SLU</i>	26
8.2. <i>Verifiche all'instabilità SLU</i>	26
8.3. <i>Verifiche degli inghisaggi SLU</i>	<i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i>

1. PREMESSA

La presente relazione costituisce parte integrante del progetto esecutivo di ripristino del Viadotto Ragnaia ubicato alla progressiva km 272+216 dell'Autostrada A1 Milano-Napoli, nel tratto Rioveggio-Firenze, ricadente nel territorio del comune di Calenzano in provincia di Firenze.

In particolare, il presente documento riporta il progetto e le verifiche strutturali della passerella e delle scalette in acciaio zincato da installare al fine di consentire l'ispezionabilità della struttura accedendo dalla piattaforma autostradale.

Nel complesso l'accessibilità dall'alto viene consentita per mezzo di una scala con gabbia di protezione anti-caduta posizionata nella soletta di intervia.

Tutta la carpenteria metallica viene realizzata in acciaio zincato comprese le bullonature e il collegamento al viadotto con travi in acciaio zincato.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore. Di seguito si riportano i documenti normativi e gli elaborati progettuali di riferimento.

2.1. Normativa tecnica

- D. M. 15/01/2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate in seguito come "NTC-08");
- Circolare 2 febbraio 2009, n°617 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture, carichi da traffico sui ponti, come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012, con entrata in vigore dopo 90gg dalla pubblicazione (25 giugno 2013);
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio-Progettazione dei collegamenti;
- EOTA Technical Report TR029 (September 2012);
- UNI CEN/TS 1992-4-2:2009: Progettazione di attacchi da utilizzare nel calcestruzzo.
- UNI ENV 1991-5:2002 Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Azioni indotte da gru e altre macchine.

2.2. Elaborati di riferimento

- STR-010
- STR-011

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali utilizzati come descritto nel capitolo 1.

3.1. Acciaio

In accordo alle NTC '08, le proprietà meccaniche dell'acciaio zincato a caldo da considerare risultano le seguenti:

- Modulo Elastico E=210000 N/mm²;
- Modulo di elasticità tangenziale G=80769 N/mm²;
- Coefficiente di Poisson: ν=0.3;
- Coefficiente di dilatazione termica α=12×10⁻⁶ °C⁻¹;
- Peso specifico ρ=7850 kg/m³

Per la carpenteria metallica si è scelto di impiegare l'acciaio S355 per spessori t inferiori a 40 mm, con le seguenti proprietà:

- Resistenza caratteristica di snervamento f_{yk} = 355 N/mm²
- Resistenza caratteristica di rottura f_{tk} = 490 N/mm²

3.2. Bulloni in acciaio zincato

- Classe della vite (ad alta resistenza) 8.8
- Resistenza caratteristica di snervamento f_{yb} = 649 N/mm²
- Resistenza caratteristica di rottura f_{tb} = 800 N/mm²

3.3. Barre filettate per tirafondi

Per i tirafondi si utilizzano barre filettate classe 8.8 con le seguenti caratteristiche:

- | | | | |
|--|-----------------|---|-----------------------|
| Resistenza ultima caratteristica | f _{tb} | ≥ | 800 N/mm ² |
| Resistenza caratteristica di snervamento | f _{yb} | ≥ | 649 N/mm ² |

3.4. Resine per Inghisaggi

In sede di verifica degli inghisaggi chimici a base montante sono state considerate resine aventi le seguenti prestazioni:

- adesione caratteristica nel calcestruzzo non fessurato: $\tau_{Rc,ucr} = 14 \text{ N/mm}^2$

4. CRITERI DI CALCOLO

Con riferimento al viadotto considerato nel suo insieme, gli interventi previsti rientrano tra gli interventi locali come specificato al §8.4.3 delle NTC '18. Infatti non si apportano modifiche allo schema statico, né si aumentano rigidità, né si apporta una variazione del carico in fondazione maggiore del 10%.

Per la valutazione della sicurezza della struttura sono stati adottati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza in accordo al capitolo 2 delle NTC '08.

4.1. Combinazioni di carico per stati limite

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al §2.5.3 delle NTC '08.

- **Combinazione fondamentale** (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{ei} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

- **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

- **Combinazione frequente** (SLE), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni

eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

I coefficienti di combinazione ψ_{ij} considerati nel calcolo, tratti dalla tabella *Tab. 2.5.I* delle NTC '08, sono di seguito riportati.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

4.2. Coefficienti parziali per le azioni

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni γ_F considerati nel calcolo, tratti dalla tabella *Tab. 2.6.I* delle NTC '18, sono di seguito riportati.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

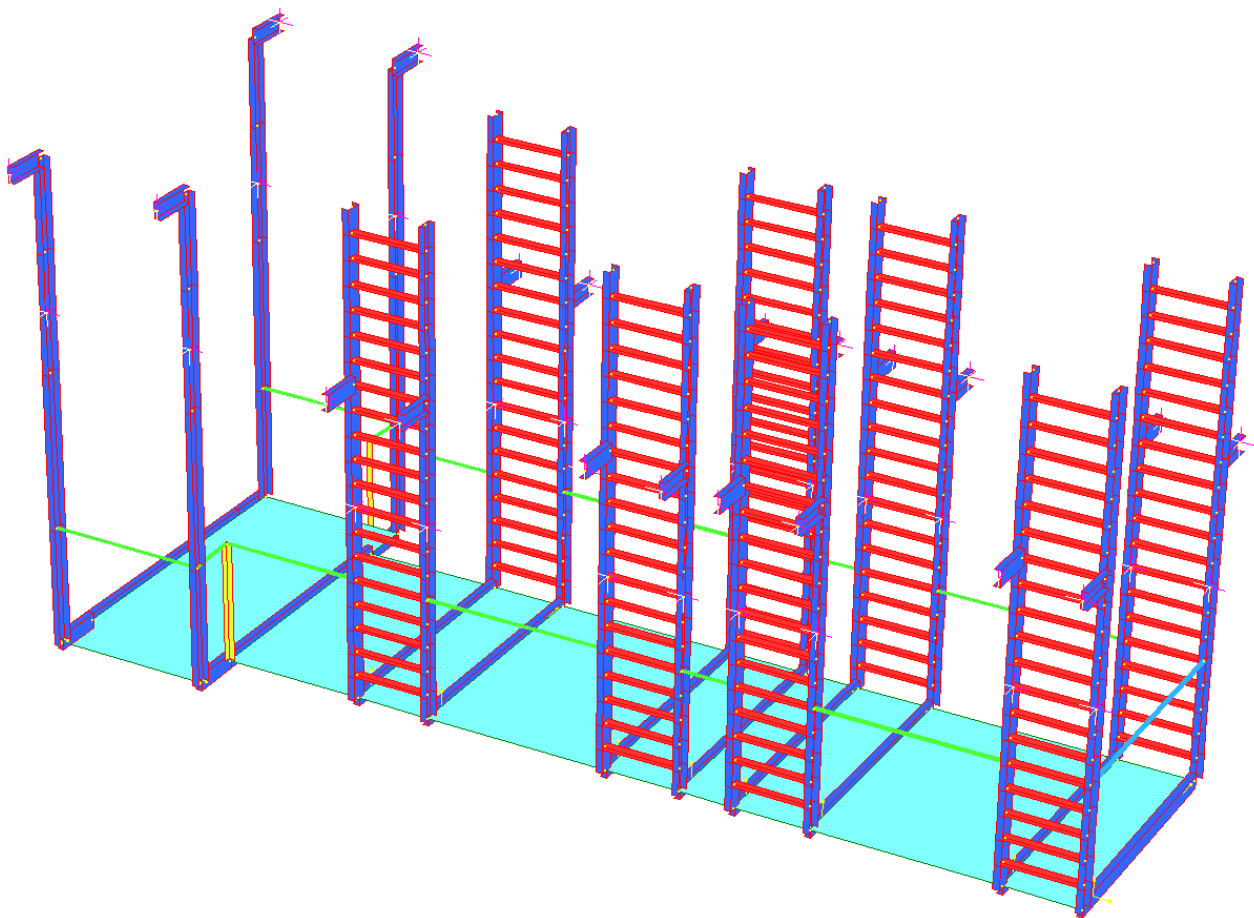
4.3. Modellazione strutturale

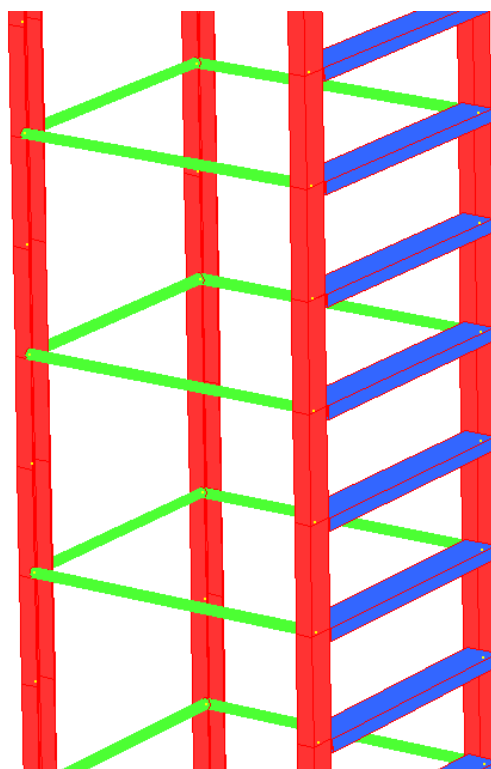
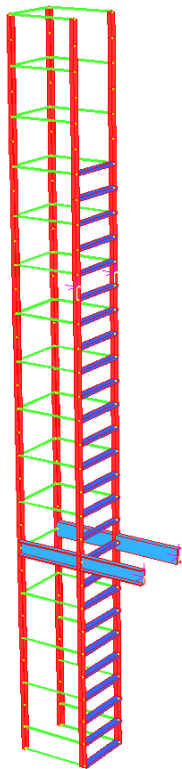
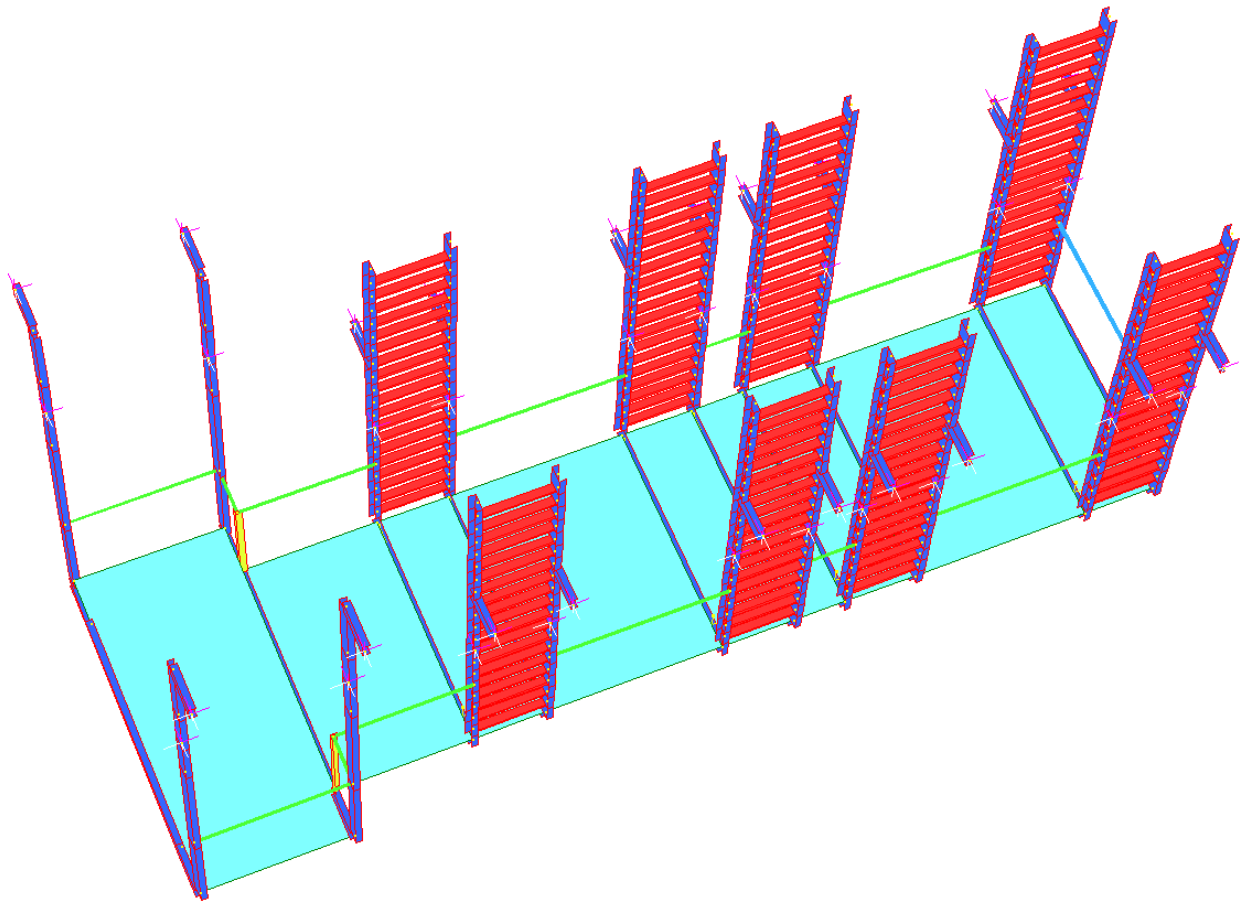
Viene utilizzato il codice di calcolo Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni e derivanti dalle analisi statiche. I risultati delle sollecitazioni sono controllati

manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

Le verifiche delle sezioni e la loro classificazione sono state svolte manualmente.

Di seguito vengono riportate alcune immagini del modello tridimensionale agli elementi finiti della struttura, modellata in campo elastico, che schematizza in elementi *beam* quanto riportato nella tavola di riferimento e descritto nei paragrafi precedenti.





Si fa notare che per simulare i collegamenti come dettagliati negli elaborati di riferimento sono stati utilizzati in alcuni punti dei *release* rotazionali.

5. ANALISI DEI CARICHI

Il peso proprio della carpenteria metallica oggetto della presente relazione viene considerato automaticamente dal programma di calcolo in funzione della massa volumica.

5.1. Scala d'accesso

Quali carichi variabili si considerano applicati puntualmente:

- un carico verticale Q_k , pari a 2 kN applicato sui gradini della struttura (gradini) con un intervallo in elevazione non minore di 2 m;
- un carico verticale Q_k , pari a 1 kN applicato sugli elementi orizzontali della gabbia di protezione con un intervallo in elevazione non minore di 2 m;
- un carico orizzontale $Q_{k,h}$ pari a 1 kN applicato sui traversi della gabbia di protezione con un intervallo non minore di 2 m.

Tali carichi d'esercizio sono in conformità, anzi maggiori o uguali in intensità, alle prescrizioni del §3.1.4 delle NTC '08 e della normativa tecnica precedentemente citata. Per le combinazioni di carico, questi carichi variabili rientrano nella categoria H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione.

Non si ravvisano carichi permanenti non strutturali.

Le azioni del vento, della neve e l'azione sismica non risultano dimensionanti vista la geometria della struttura e viste le combinazioni di carico con i relativi coefficienti.

5.2. Passerella

Quali carichi variabili si considerano applicati:

- Un carico verticale q_k , pari a 4 kN/m^2 applicato per mezzo del grigliato sugli elementi orizzontali della passerella;
- Un carico orizzontale $Q_{k,h}$ pari a 1 kN/m applicato sul parapetto;

Tali carichi d'esercizio sono in conformità, anzi maggiori o uguali in intensità, alle prescrizioni del §3.1.4 delle NTC '08 e della normativa tecnica precedentemente citata. Per le combinazioni di carico, questi carichi variabili rientrano nella categoria H1-Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione.

Non si ravvisano carichi permanenti non strutturali.

Le azioni del vento, della neve e l'azione sismica non risultano dimensionanti visto lo schema statico e l'ubicazione della struttura.

6. CRITERI DI VERIFICA

In questo capitolo si riportano brevemente i criteri di verifica utilizzati per gli elementi in acciaio alle NTC '08.

6.1. Resistenze di calcolo

Nell'ottica generale della resistenza di calcolo dei materiali, funzione dei coefficienti parziali, della normativa citata, si riportano di seguito i coefficienti parziali di sicurezza γ_M .

Resistenza delle sezioni trasversali di classe 1, 2, 3 e 4	γ_{M1}	1.10
Resistenza delle membrature all'instabilità	γ_{M1}	1.10
Resistenza a rottura di sezioni trasversali soggette a trazione	γ_{M2}	1.25
Resistenza delle sezioni nette in corrispondenza dei fori	γ_{M2}	1.25
Coeff. parz. di sicur. del materiale per i collegamenti bullonati	γ_{M2}	1.25
Coeff. parz. di sicur. del materiale per i collegamenti saldati	$\gamma_{M2}=\gamma_{Mw}$	1.25
Coeff. parz. di sicur. del materiale per i dispositivi di giunzione speciale	γ_{M3}	1.5
Coeff. parz. di sicur. del materiale per i collegamenti a perno	γ_{Mp}	1.25
Coeff. parz. di sicur. per la resistenza allo scorrimento dei giunti ad attrito	$\gamma_{Ms,ult}$	1.25
Coeff. parz. di sicur. del materiale per i collegamenti incollati	γ_{Ma}	≥ 3.00
Coeff. parz. di sicur. del materiale in caso di incendio	$\gamma_{M,fi}$	1

6.2. Resistenza delle membrature SLU

Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

3.1. Elementi inghisati

Il criterio di verifica adottato in questa sede, in assenza di riferimenti normativi cogenti, è quello redatto dall'Istituto Europeo "E.O.T.A." (European Organisation for Technical Approvals) con il nome di "TR 029 – Design of Bonded Anchors – Edition June 2007, amended September 2010".

La procedura dell'E.O.T.A. consente di individuare la resistenza caratteristica dell'ancorante (singolo o inserito in un gruppo di ancoranti, come nel caso in esame) nei confronti delle sollecitazioni di trazione e di taglio, considerando differenti ipotesi di rottura lato acciaio o lato calcestruzzo. La verifica è effettuata secondo il metodo degli stati limite, conformemente alle raccomandazioni del D. M. 15.1.2008. Nel caso in esame è stata considerata la verifica agli stati limite ultimi.

Dall'analisi dei risultati delle prove di crash si osserva che, pur avvenendo l'urto con un angolo di 20° rispetto alla direzione della strada, per l'effetto combinato del nastro (che non consente la trasmissione degli sforzi longitudinali al montante) e del distanziatore, il montante più caricato (ossia quello che viene verificato nella presente relazione) risulta soggetto ad azioni poste ortogonalmente all'asse della strada. Si è quindi assunto che l'azione d'urto sia ortogonale alla direzione di sviluppo della barriera e che il momento

agente sul sistema di ancoraggio venga contrastato dal momento resistente fornito dagli ancoranti interni (lato strada), sollecitati a trazione, e dal calcestruzzo, sollecitato a compressione. L'ancoraggio è quindi considerato sollecitato da un momento flettente centrato.

In considerazione dell'eccezionalità dell'azione associata all'urto che ammette danneggiamenti locali a condizione che sia garantita l'integrità del sistema, ed in presenza di una piastra di ripartizione rigida e di un collegamento diffuso al montante, si sono considerati caricati a taglio i soli ancoranti fissati al cordolo lato strada.

Alla luce del modello di sollecitazione proposto, gli ancoranti prossimi al bordo interno del cordolo (lato strada) lavorano sia a trazione sia a taglio.

Le verifiche condotte nei seguenti paragrafi sono state eseguite nell'ipotesi di calcestruzzo non fessurato in quanto si è in presenza di cordoli di nuova costruzione dotati di una armatura longitudinale e trasversale.

Essendo l'urto del veicolo in svio una condizione di carico eccezionale in accordo al DM 17.01.2018 i fattori parziali di sicurezza dei materiali γ_M sono assunti pari all'unità.

Nel caso in cui uno o più meccanismi di resistenza non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno delle specifiche superfici di rottura.

Nel caso di carico combinato trazione e taglio, devono essere soddisfatte le condizioni:

$$\begin{aligned}\beta_N &\leq 1 \\ \beta_V &\leq 1 \\ \beta_N + \beta_V &\leq 1.2\end{aligned}$$

Dove:

- β_N e β_V sono il rapporto tra azione di progetto e resistenza di progetto per carichi a trazione e taglio rispettivamente.

Per quanto riguarda la resistenza ai carichi di trazione, considerando che le sezioni di verifica S1 ed S2 si trovano in corrispondenza del cordolo ricostruito, fortemente armato, si ritiene probabile la rottura combinata sfilamento-conica; le altre verifiche vengono quindi trascurate.

La resistenza ai carichi di taglio viene determinata attraverso tutte le verifiche previste dalla procedura E.O.T.A.

3.1.1. Resistenza a Carichi di Trazione

Di seguito lo schema generale di verifica secondo la procedura E.O.T.A.:

	single anchor	anchor group	
steel failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
combined pull-out and concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
splitting failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

Ritenendo significativa la rottura combinata sfilamento e rottura conica, di seguito si approfondisce solamente quest'ultima.

Rottura combinata sfilamento e rottura conica

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{uk} \quad [N]$$

Dove:

- Valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad [N]$$

$$\tau_{Rk} \text{ [N/mm}^2\text{]; } h_{ef} \text{ and } d \text{ [mm]}$$

- Effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza

$$\begin{aligned}
 A_{p,N}^0 &= \text{influence area of an individual anchor with large spacing and edge distance at the} \\
 &\quad \text{concrete surface, idealizing the concrete cone as a pyramid with a base length equal to} \\
 &\quad s_{cr,Np} \text{ (see Figure 5.1).} \\
 &= s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} \quad (5.2b) \\
 A_{p,N} &= \text{actual area; it is limited by overlapping areas of adjoining anchors } (s \leq s_{cr,Np}) \text{ as well as} \\
 &\quad \text{by edges of the concrete member } (c \leq c_{cr,Np}). \text{ Examples for the calculation of } A_{p,N} \text{ are} \\
 &\quad \text{given in Figure 5.2.}
 \end{aligned}$$

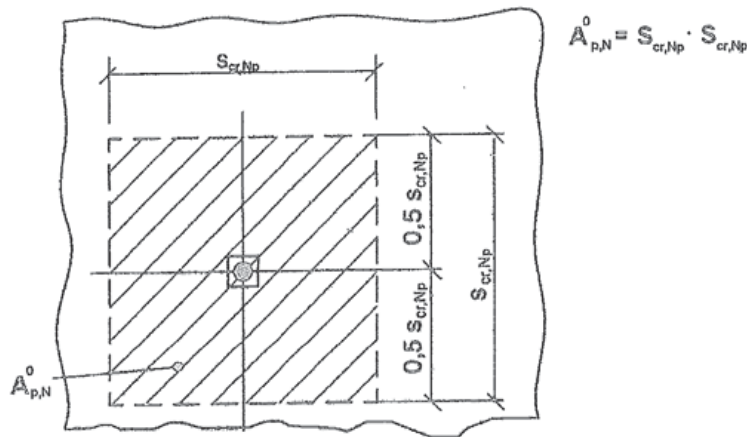
with

$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad [\text{mm}] \quad (5.2c)$$

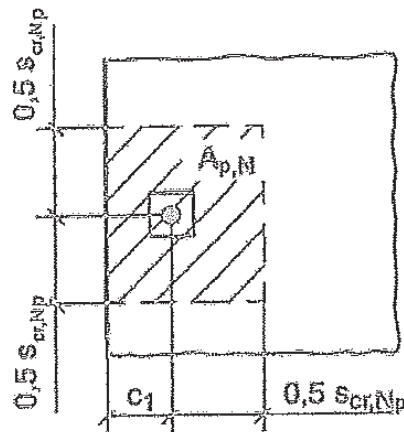
with $\tau_{Rk,ucr}$ for C20/25 [N/mm²]; d [mm]

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} \quad [\text{mm}] \quad (5.2d)$$

caratteristica:



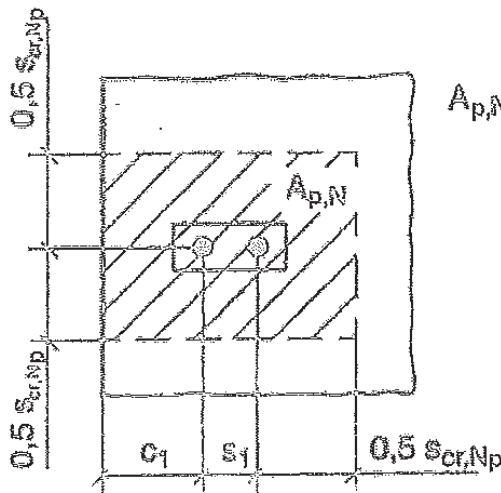
Area di influenza per un singolo ancorante senza effetti di bordo ed interassi.



$$A_{p,N} = (c_1 + 0,5 s_{cr,Np}) \cdot s_{cr,Np}$$

if: $c_1 \leq c_{cr,Np}$

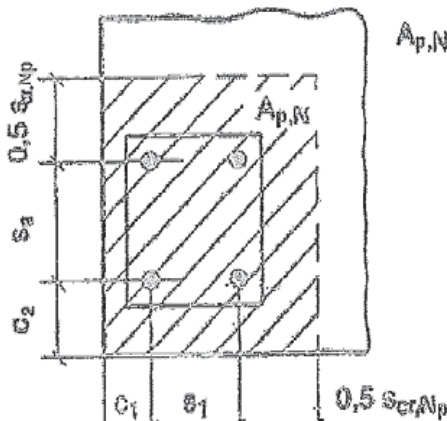
a) individual anchor at the edge of concrete member



$$A_{p,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,Np}) \cdot s_{cr,Np}$$

if: $c_1 \leq c_{cr,Np}$
 $s_1 \leq s_{cr,Np}$

b) group of two anchors at the edge of concrete member



$$A_{p,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,Np}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,Np})$$

if: $c_1 ; c_2 \leq c_{cr,Np}$
 $s_1 ; s_2 \leq s_{cr,Np}$

c) group of four anchors at a corner of concrete member

Area di influenza per un gruppo di ancoranti, in diversi casi, con effetti di bordo ed interassi

- Coefficienti ψ :

enea

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$$

a cur

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,0 \quad (5.2f)$$

s = spacing, in case of anchor groups with $s_1 \neq s_2$ the mean value of all spacings s_1 and s_2 should be taken
 with

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}} \right)^{1,5} \geq 1,0 \quad (5.2g)$$

n = number of anchors in a group

τ_{Rk} and $f_{ck,cube}$ [N/mm²]; h_{ef} and d [mm]

τ_{Rk} characteristic bond resistance, depending on the concrete strength class is taken from the relevant ETA:

k = 2.3 (for applications in cracked concrete)

k = 3.2 (for applications in non-cracked concrete)

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

h_{ef} [mm]

3.1.2. Resistenza a Carichi di Taglio

Occorre considerare:

	single anchor	anchor group	
steel failure, shear load without lever arm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
steel failure, shear load with lever arm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
concrete pry-out failure	$V_{Sd} \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$
concrete edge failure	$V_{Sd} \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

Rottura per taglio dell'acciaio, senza braccio di leva

Questo è il caso che verrà considerato nel calcolo, quindi non verrà considerata la rottura per taglio con braccio di leva.

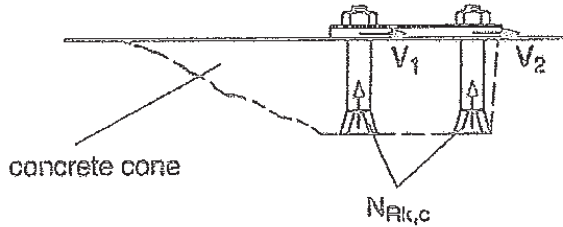
$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

Rottura per strappo del calcestruzzo

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p}$$

$$V_{Rk,c} = k \cdot N_{Rk,c}$$

where k = factor to be taken from the relevant ETA



Rottura del bordo del calcestruzzo

Concrete edge failure need not to be verified for groups with not more than 4 anchors when the edge distance in all directions is $c > 10 h_{ef}$ and $c > 60 d$.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \Psi_{s,v} \cdot \Psi_{h,v} \cdot \Psi_{\alpha,v} \cdot \Psi_{ec,v} \cdot \Psi_{re,v}$$

Dove:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1.5} \quad [N]$$

d, h_{ef}, c_1 [mm]; $f_{ck,cube}$ [N/mm²]

with

$k_1 = 1.7$ for applications in cracked concrete

$k_1 = 2.4$ for applications in non-cracked concrete

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0.5}$$

$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1} \right)^{0.2}$$

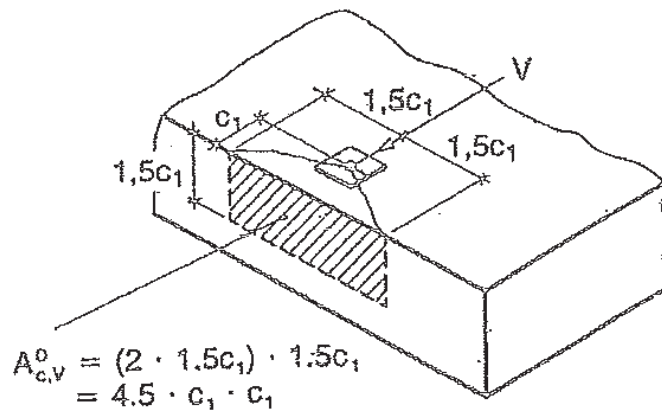
Effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:

where:

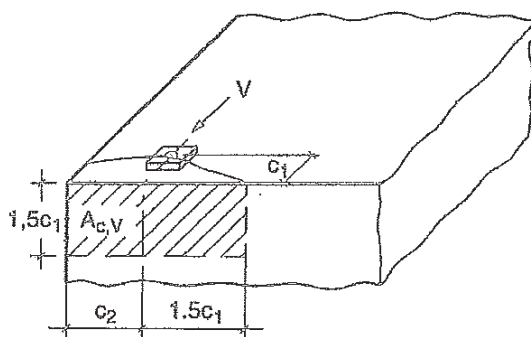
$A_{c,v}^0$ = area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges parallel to the assumed loading direction, member thickness or adjacent anchors, assuming the shape of the fracture area as a half pyramid with a height equal to c_1 and a base-length of $1.5 c_1$ and $3 c_1$ (Figure 5.6).

$$= 4,5 c_1^2 \quad (5.8d)$$

$A_{c,v}$ = actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface. It is limited by the overlapping concrete cones of adjoining anchors ($s \leq 3 c_1$) as well as by edges parallel to the assumed loading direction ($c_2 \leq 1.5 c_1$) and by member thickness ($h \leq 1.5 c_1$). Examples for calculation of $A_{c,v}$ are given in Figure 5.7.



Cono ideale per un singolo ancorante

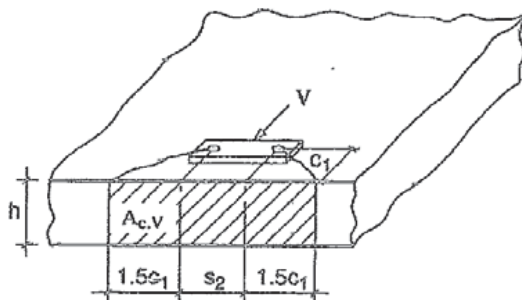


$$A_{c,v} = 1,5c_1 (1,5c_1 + c_2)$$

$$h > 1,5c_1$$

$$c_2 \leq 1,5c_1$$

a) single anchor at a corner

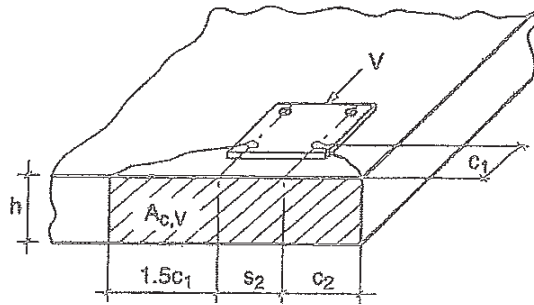


$$A_{c,v} = (2 \cdot 1,5c_1 + s_2) \cdot h$$

$$h \leq 1,5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

b) group of anchors at an edge in a thin concrete member



$$A_{c,V} = (1.5c_1 + s_2 + c_2) \cdot h$$

$$h \leq 1.5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

$$c_2 \leq 1.5c_1$$

c) group of anchors at a corner in a thin concrete member

Examples of actual areas of the idealized concrete cones for different anchor arrangements under shear loading

- Coefficienti ψ :

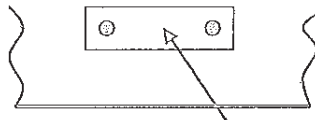
$$\psi_{s,V} = 0.7 \mp 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 c_1} \leq 1$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1.5c_1}{h}\right)^{1/2} \geq 1$$

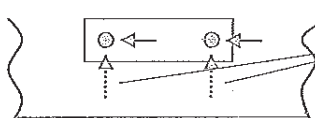
$$\psi_{\alpha,V} = \frac{1}{\sqrt{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2.5}\right)^2}} \geq 1.0$$

The maximum value α_V to be inserted in equation (5.8g) is limited to 90°.

action

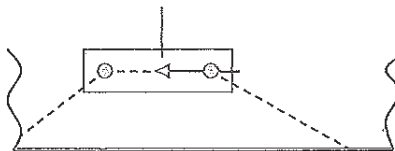


load on each anchor

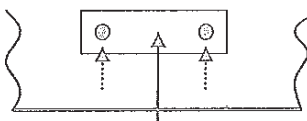


components neglected, because directed away from the edge

load on anchor group for calculation



b) group of anchors at an edge loaded by V_{Sd} with an angle $90 < \alpha_V < 180^\circ$



no proof for concrete edge failure needed, components directed away from the edge

a) group of anchors at an edge loaded by V_{Sd} with an angle $\alpha_V = 180^\circ$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2e_y / (3c_1)} \leq 1$$

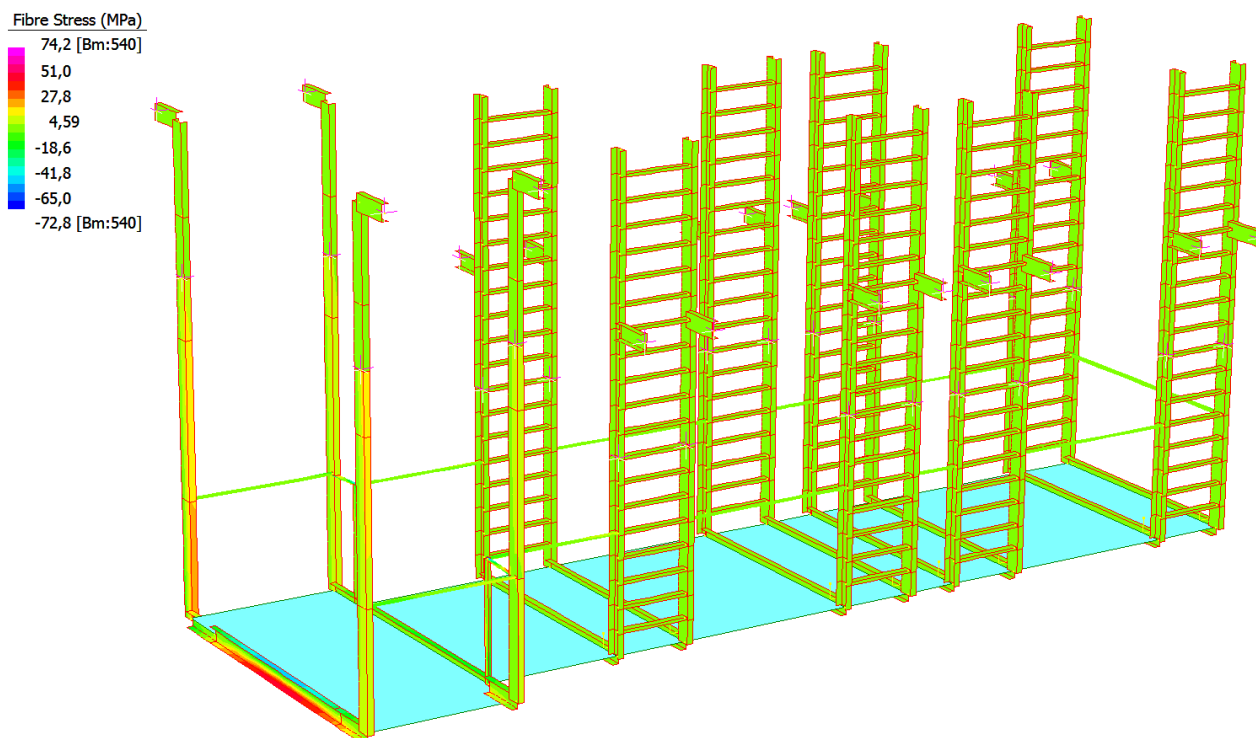
The factor $\psi_{re,V}$ takes account of the effect of the type of reinforcement used in cracked concrete.

- $\psi_{re,V} = 1.0$ anchorage in non-cracked concrete and anchorage in cracked concrete without edge reinforcement
- $\psi_{re,V} = 1.2$ anchorage in cracked concrete with straight edge reinforcement ($\geq \text{Ø}12$ mm)
- $\psi_{re,V} = 1.4$ anchorage in cracked concrete with edge reinforcement and closely spaced stirrups ($a \leq 100$ mm)

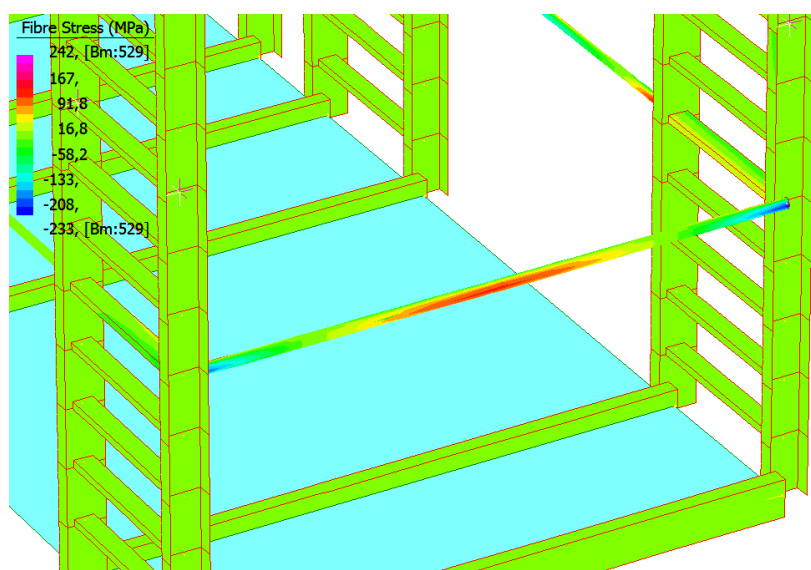
7. RISULTATI ANALISI

Si riportano di seguito le mappe tensionali più gravose della struttura modellata agli elementi finiti per le diverse combinazioni di carico agli SLU considerate .

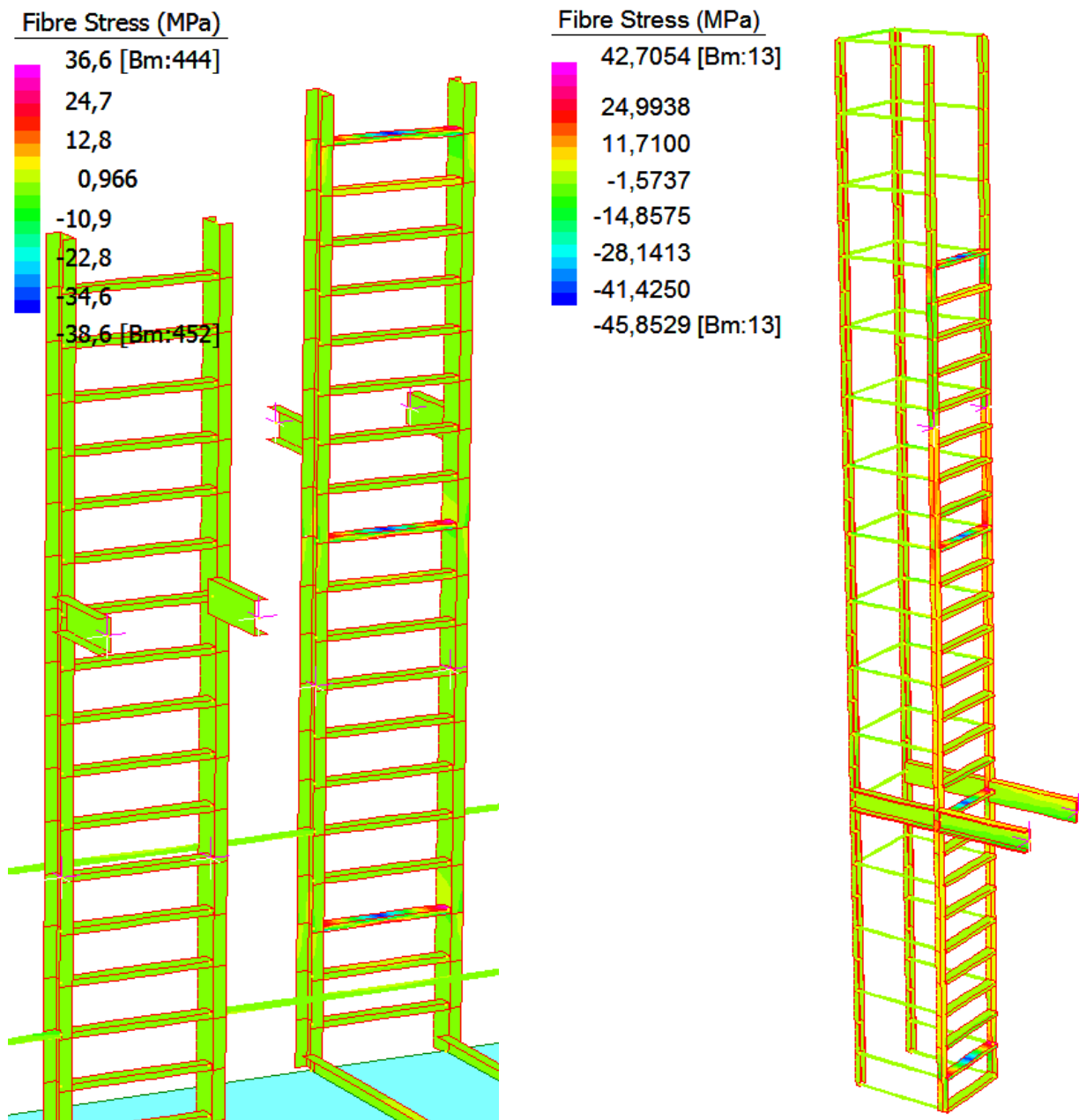
Combinazione fondamentale SLU (carico distribuito verticale su grigliato)



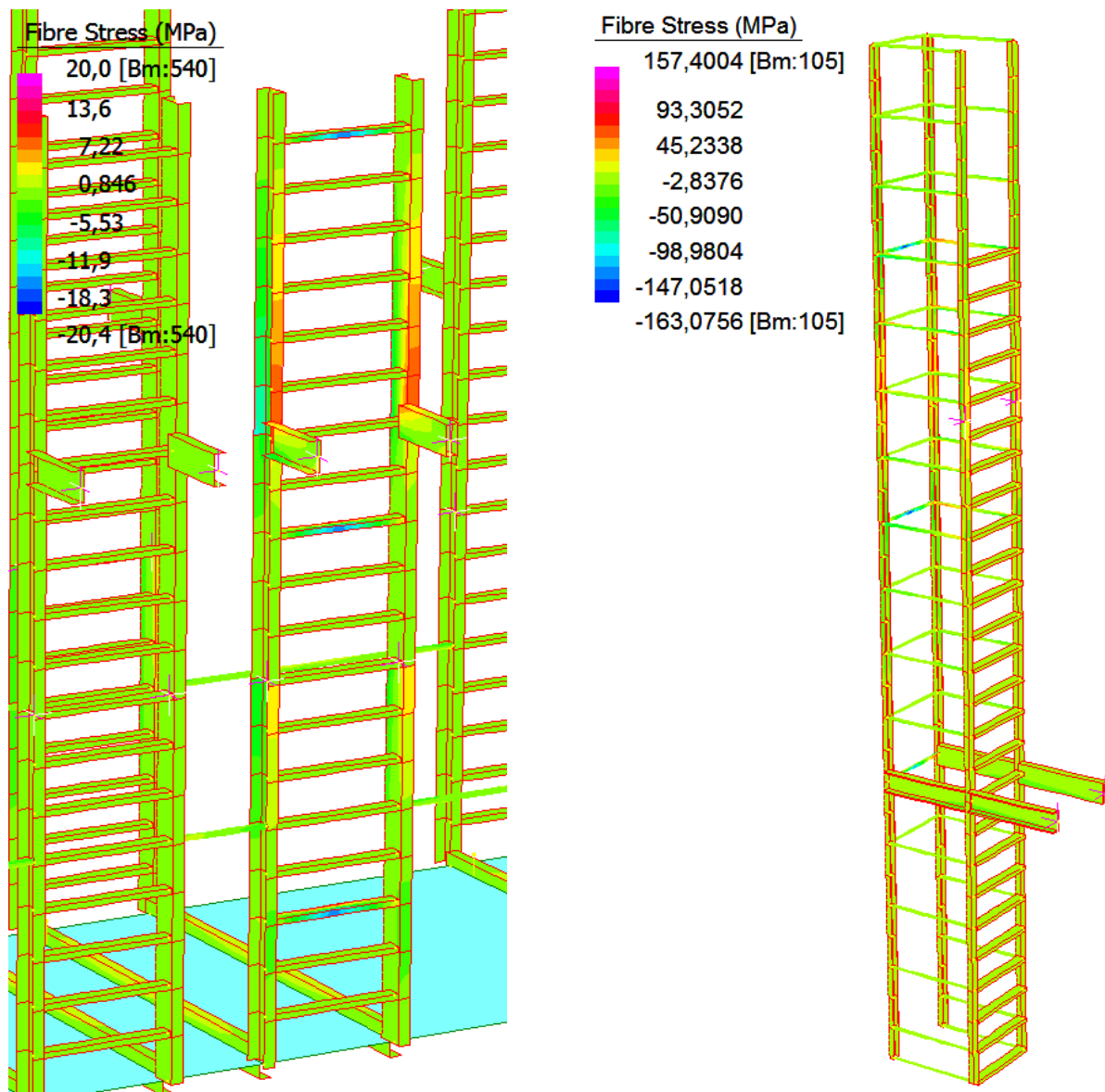
Combinazione fondamentale SLU (carico distribuito orizzontale su parapetto)



Combinazione fondamentale SLU (carico concentrato verticale su gradini)



Combinazione fondamentale SLU (carico concentrato orizzontale)



8. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano le verifiche strutturali degli elementi principali della struttura in oggetto.

8.1. Verifiche SLU

Dai risultati espressi nel precedente capitolo si verifica in termini tensionali per il punto più sollecitato, nella combinazione più gravosa SLU, che

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{(f_0 / \gamma_{M1})}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{(f_0 / \gamma_{M1})}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{(f_0 / \gamma_{M1})}\right)^2 =$$
$$= \frac{242}{355/1.05} = 0.75 \leq 1$$

Si precisa che, relativamente ai carichi applicati puntualmente, i livelli tensionali sono localizzati nei punti di applicazione del carico e decrescono molto velocemente nelle zone vicine.

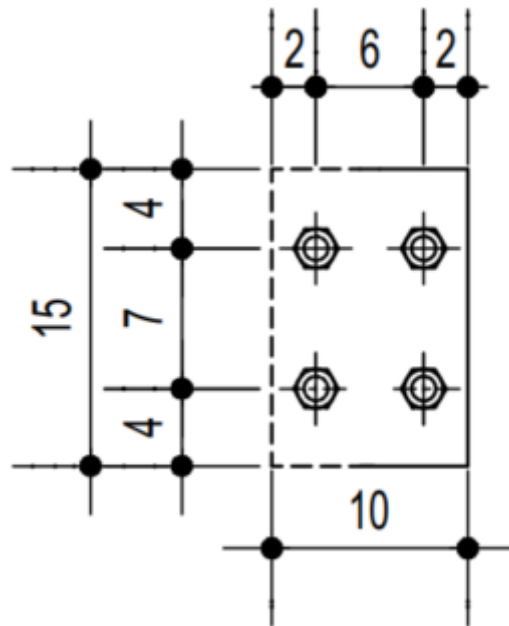
8.2. Verifiche all'instabilità SLU

Dato che tutti gli elementi considerati sono di classe 1, 2 o 3, non si hanno problemi di instabilità locale. Il sistema di vincolamento complessivo e gli stati sollecitativi risultanti sono inoltre tali da scongiurare problematiche di instabilità globale.

8.3. Verifica degli inghisaggi

a. Dati di base

Le sollecitazioni utilizzate nel seguente foglio di calcolo per le verifiche degli ancoraggi della scaletta sono le più gravose ricavate dalle combinazioni di carico in Straus7 (riportate nei capitoli precedenti).



Diametro ϕ	M16	16 mm
Lunghezza for. h0		200
Lunghezza effic. hef		200 mm
Interasse ancoranti (parall. ad azione)	S ₁	75 mm
Interasse ancoranti (perpend. ad azione)	S ₂	56 mm
Distanza dal bordo esterno (a tergo della forza)	C ₁	70 mm
Distanza dal bordo esterno (laterale)	C ₂	340 mm
Distanza dal bordo esterno (prossimo al bordo)	C ₃	1.000 mm
Tensione tang. Aderenza $\tau_{Rk\ ucr}$	da ETA	15,00 N/mm ²
Tensione tang. Aderenza $\tau_{Rk\ cr}$	da ETA	15,00 N/mm ²
Numero ancoranti		4
Num. ancoranti in zona tesa		2
Num. ancoranti in zona compressa		2
Inclinazione forza di taglio	α_v	0 °
Eccentricità in X	e _{nx}	0 mm
Eccentricità in Y	e _{ny}	0 mm
Altezza trave di cls		1000 mm
Diametro foro		24 mm
f _{yk}		640 N/mm ²
f _{uk}		800 N/mm ²
A _s		245 mm ²

Coefficienti di sicurezza:

Azione	VENTO	(urto/vento)
γ_c	safety factor CLS	1,50
γ_2		1,20

γ_{Mp} ; γ_{Mc}		1,80
γ_{Ms}	trazione (≥ 1.4)	1,40
γ_{Ms}	taglio (≥ 1.25)	1,25

Sollecitazioni SLU:

FLESSIONE RETTA

$T_{SLU,Y}$	(totale ancoranti)	3,97	kN
$M_{SLU,Y}$		3,97	kNm
Sigma $\sigma_{s,max}$		18,42	N/mm ²
Sigma σ_s^G		8,42	N/mm ²
Tau τ		4,05	N/mm ²

La sollecitazione di trazione di prima approssimazione sulle barre di armatura viene determinata sulla base delle verifiche tensionali di seguito riportate, con riferimento alle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi.

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,03	3,75
2	5,03	11,25

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0,774"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Materiali

ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="556,5"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/>
E_s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="14,17"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="2,783"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9,75"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="0"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0,6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1,829"/>

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

b. Verifica ancoraggi soggetti a trazione

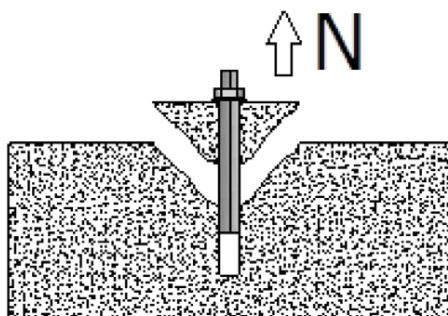
- Resistenza a trazione dell'acciaio (Steel failure)

$N_{Rk,s}$	$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$	196,0 kN
$N_{Rd,s}$		140,0 kN
N_{Sd}		4,5 kN
<u>Esito:</u>	$N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	Verificato
β_s		0,0322

- Resistenza combinata a sfilamento ed a rottura conica del calcestruzzo (Combined pull-out and concrete cone failure)

Tale verifica procede tramite il calcolo della resistenza caratteristica a trazione del gruppo di ancoranti soggetti a carico assiale ($N_{Rk,p}^g$) a partire dalla resistenza offerta dal singolo ancorante isolato ($N_{Rk,p}^0$) funzione della lunghezza dell'ancorante e della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, moltiplicata per una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di:

- Incremento di dimensioni della superficie del cono di rottura dovuto alla presenza di altri ancoranti in adiacenza ($A_{p,N}$ e $A_{p,N}^0$);
- Distanza dell'ancorante dal bordo ($\psi_{s,Np}$);
- Interazione ancoranti ($\psi_{g,Np}$);
- Eventuale eccentricità del carico ($\psi_{ec,Np}$);
- Eventuale presenza di armatura ($\psi_{re,Np}$).



$\tau_{Rk,ucr}$	su ETA-04/0027 accena al coeff. per il CLS ψ_c	15 N/mm ²
k	dipende dallo stato del CLS	3,2
R_{ck}		30 N/mm ²

$N_{RK,p}^0$	$N_{RK,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{RK}$	188,5 kN
$S_{cr,Np}$	$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{RK,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef}$	566 mm
$C_{cr,Np}$	$C_{cr,Np} = \frac{S_{cr,Np}}{2}$	283 mm
$C_{max} \leq C_{cr,Np}$	VERIFICO CASI SPECIALI TR029 5.2.2.1 punto g)	BISOGNA UTILIZZARE h_{ef}
h'_{ef}	$h'_{ef} = \frac{C_{max}}{C_{cr,Np}} \cdot h_{ef}$	- mm
$S'_{cr,Np}$	$s'_{cr,Np} = \frac{h'_{ef}}{h_{ef}} \cdot s_{cr,Np} \cdot \gamma_k$	- mm
$C'_{cr,Np}$	$C'_{cr,Np} = 0.5 \cdot s'_{cr,Np}$	- mm
$A_{p,N}^0$	$A_{p,N}^0 = S_{cr,Np} \cdot S_{cr,Np}$	320.000 mm ²
$A_{p,N}$	dipende dalla configurazione degli inghisaggi	290.612 mm ²
$A_{p,N}/A_{p,N}^0$		0,91
$\Psi_{s,Np}$	$\Psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{C}{C_{cr,Np}} \leq 1$	0,77
$\Psi_{g,Np}^0$	$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{RK}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck.cube}}} \right)^{1.5} \geq 1,0$	1,00
$\Psi_{g,Np}$		1,00
$\Psi_{ec,Np X}$	$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$	1,00
$\Psi_{ec,Np Y}$	$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$	1,00
$\Psi_{re,Np}$	$\Psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$	1,00
$N_{RK,p}$	$N_{RK,p} = N_{RK,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$	132,54 kN
$N_{Rd,p}$	divido per il safety factor	73,63 kN
$N_{Sd,p}$		9,03 kN
<u>Esito:</u>	$N_{Sd} \leq N_{RK,p} / \gamma_{Mp}$	Verificato
β_{Np}		0,1226

Note: Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti

- Rottura di fessurazione del calcestruzzo (splitting failure)

k_1	dipende dallo stato del CLS	10,1
$N_{Rk,c}^0$	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,ctube}} \cdot h_{ef}^{1.5}$	156,5 kN
$C_{cr,Sp}$	dipende dal rapporto h/h_{ef} ; vedi ETA-04/0027	200 mm
$S_{cr,Sp}$	$2 \cdot C_{cr,Sp}$	400 mm
$C_{max} \leq C_{cr,Np}$	VERIFICO CASI SPECIALI (TR029 5.2.2.1 punto g)	BISOGNA UTILIZZARE hef
h'_{ef}	$h'_{ef} = \frac{C_{max}}{C_{cr,Np}} \cdot h_{ef}$	- mm
$S'_{cr,Np}$	$S'_{cr,Np} = \frac{h'_{ef}}{h_{ef}} \cdot S_{cr,Np}$	- mm
$C'_{cr,Np}$	$C'_{cr,Np} = 0.5 \cdot S'_{cr,Np}$	- mm
$A_{c,N}^0$	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot S_{cr,N}$	160.000 mm ²
$A_{c,N}$	dipende dalla configurazione degli inghisaggi	309.720 mm ²
$A_{c,N}/A_{c,N}^0$		1,94
$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$	0,81
$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$	1,00
$\Psi_{ec,Nx}$	$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$	1,00
$\Psi_{ec,Ny}$	$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$	1,00
h_{min}	$h_{min} = h_{ef} \cdot 2d$	248 mm
$\Psi_{h,sp}$	$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3} \quad 1 \leq \Psi_{h,sp} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}}\right)^{2/3}$	1,37
$N_{Rk,Sp}$	$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp}$	335,23 kN
$N_{Rd,Sp}$		186,24 kN
$N_{Sd,Sp}$		9,03 kN

Esito:	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$	Verificato
β_{Sp}		0,0485
Note:	Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti	

- Rottura conica del calcestruzzo

$N_{Rk,c}^0$	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5}$	156,5 kN
$S_{cr,N}$	$s_{cr,N} = 3 h_{ef}$	600 mm
$C_{cr,N}$	$C_{cr,N} = 2 \cdot S_{cr,N}$	300 mm
	VERIFICO CASI SPECIALI (TR029 5.2.2.1 punto g)	BISOGNA UTILIZZARE h_{ef}
h'_{ef}		- mm
$S'_{cr,Np}$	$S'_{cr,Np} = \frac{h'_{ef}}{h_{ef}} \cdot S_{cr,Np}$	- mm
$C'_{cr,Np}$	$C'_{cr,Np} = 0,5 \cdot s'_{cr,Np}$	- mm
$A_{c,N}^0$	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot S_{cr,N}$	360.000 mm ²
$A_{c,N}$	dipende dalla configurazione degli inghisaggi	309.720 mm ²
$A_{c,N}/A_{c,N}^0$		0,86
$\psi_{s,N}$	$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{C_{cr,N}} \leq 1$	0,77
$\psi_{re,N}$	$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$	1,00
$\psi_{ec,Np X}$	$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$	1,00
$\psi_{ec,Np Y}$	$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$	1,00
$N_{Rk,c}$	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N}$	103,65 kN
$N_{Rd,c}$		57,59 kN

$N_{Sd,c}$ **9,03** kN

Esito: $N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$ Verificato

β_c 0,1567

Note: Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti

c. Verifica ancoraggi soggetti a taglio

- Resistenza a taglio dell'acciaio (Steel failure)

$V_{Rk,s}$ $V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$ **98,00** kN

$V_{Rd,s}$ $\psi_{h,v} = \left(\frac{1.5c_1}{h}\right)^{1/2} \geq 1$ **78,40** kN

V_{Sd} **0,99** kN

Esito: $V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$ Verificato

β_s 0,0127

- Rottura per strappo del calcestruzzo (Pry-out)

k dipende da h_{ef} ; vedi ETA-04/0027 2

$V_{Rk,cp}$ $\min (V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p} ; V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c})$ **207,31** kN

$V_{Rd,cp}$ **115,17** kN

$V_{Sd,cp}$ **3,97** kN

Esito: $V_{Sd} \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$ Verificato

β_{cp} 0,0345

Note: Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti

d. Verifica combinata taglio-trazione

β_n 0,1226

β_v 0,1131

$\beta_n + \beta_n$ 0,2356 < 1,2

Esito: Ancoraggio Verificato