COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

DIREZIONE LAVORI:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

APPALTATORE:
CONSORZIO:

HIRPINIA - ORSARA AV

SOCI:

webuild Italia

PIZZAROTTI SINCE 1910

PROGETTAZIONE:
MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.

MANDANTI:

NET ENGINEERING

PINI ITALIA

GCF

ELettri-Fer

PROGETTO ESECUTIVO

ITINERARIO NAPOLI - BARI
RADDOPPIO TRATTA APICE - ORSARA
II LOTTO FUNZIONALE HIRPINIA - ORSARA

LINEA DI CONTATTO

LC00 – ELABORATI A CARATTERE GENERALE

Relazione di calcolo supporto pendulo scatolare impiego in linea in galleria

APPALTATORE	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE	PROGETTISTA
Consorzio ORSARA - BOVINO AV Il Direttore Tecnico Ing. P. M. Gianvecchio 08/06/2022	Il Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche Ing. G. Cassani	GCF Ing. M. De Leo

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	SCALA:
IF3A	02	E	ZZ	CL	LC0000	003	B	-

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	C 08.00 - Emissione 180gg	M. Granzotto	08/02/2022	G. Canneti	08/02/2022	M. Simeone	08/02/2022	Ing. M. Simeone
B	C 08.01 - A valle del contraddittorio	M. Granzotto	08/06/2022	G. Canneti	08/06/2022	M.Simeone	08/06/2022	
								08/06/2022

File: IF3A02EZZCLLC0000003B.docx	n. Elab.:

Indice

1 OGGETTO 3

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4

3 MATERIALI 5

3.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA 5

3.2 ACCIAIO PER TIRAFONDI 5

3.3 CALCESTRUZZO 5

4 SOFTWARE DI CALCOLO 6

5 ANALISI DEI CARICHI 7

5.1 PESO PROPRIO 7

5.2 AZIONI SUL PENDULO 7

5.2.1 AZIONI VERTICALI 7

5.2.2 AZIONI LONGITUDINALI 7

5.2.3 AZIONE DEL VENTO 7

5.2.4 PRESSIONE AERODINAMICA DOVUTA AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI 7

5.3 AZIONI DI ORIGINE SISMICA 9

5.4 COMBINAZIONI DEI CASI DI CARICO 9

6 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELLE AZIONI 11

6.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE 11

7 VERIFICA STRUTTURALE 13

7.1 PENDULO 13

7.2 PIASTRE DI ANCORAGGIO 14

7.2.1 VERIFICA TENSIONALE 14

7.2.2 VERIFICA A PUNZONAMENTO 17

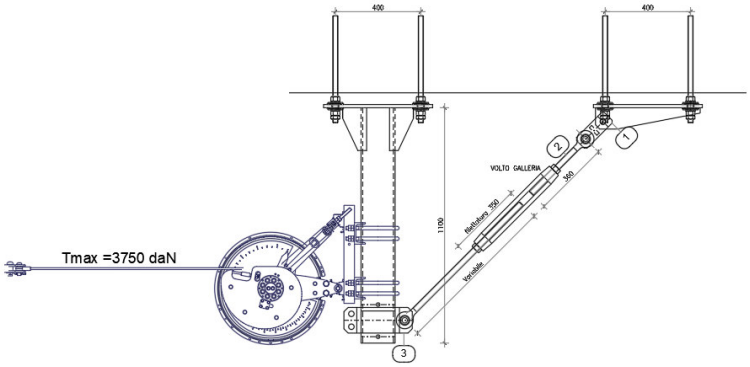
7.2.3 VERIFICA DEL TIRANTE E DEI PERNI DI COLLEGAMENTO 18

7.3 VERIFICHE DEI COLLEGAMENTI POST INSTALLATI SULLA VOLTA DELLA GALLERIA 21

8 CONCLUSIONI 27

1 OGGETTO

La presente relazione tecnica ha lo scopo di verificare le strutture di sostegno della linea di trazione elettrica da utilizzare in galleria. In particolare, ci riferiremo a penduli di ormeggio della linea di contatto in galleria.



Il pendulo offre ancoraggio all'ormeggio della linea (non oggetto di verifica) ed è costituito da una piastra nervata di spessore 15mmdi ancoraggio alla volta della galleria e da un profilo cavo tubolare Ø160x8mm di lunghezza pari a 1100mm (in asse) da essa sporgente.

Per controbilanciare la trazione dell'ormeggio, all'estremità del pendulo è incernierato un tirante tipo Tensorex (non oggetto di verifica) collegato tramite un perno M24 cl.5.6 ad una seconda piastra di ancoraggio nervata. Sia la piastra che la nervatura hanno spessore 20mm.

Tenendo conto dell'andamento curvo della volta della galleria, le piastre di ancoraggio sono inclinate di 10° rispetto all'orizzontale.

L'ancoraggio avviene tramite tirafondi M33 in acciaio inox inghisati alla volta della galleria tramite ancorante chimico.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto 17 Gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Eurocodice 3 : Progettazione di strutture in acciaio
- Capitolato Tecnico TE RFI EDIZIONE 2014 – Allegato 4 – Capitolato tecnico per la costruzione delle linee aeree di contatto e di alimentazione a 3 kv cc
- CEI EN 50119 ed. 2010-05 "Applicazioni ferroviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi – Linee aeree di contatto per trazione elettrica".

3 MATERIALI

3.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA

Tipo acciaio	**S355**	
Modulo elastico	E=210000 MPa	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}= 355MPa	per sp.<40 mm
Tensione di rottura	f_{tk}= 510MPa	per sp.<40 mm
Coefficiente di sicurezza materiale	γ_M= 1.05	

3.2 ACCIAIO PER TIRAFONDI

Tipo acciaio	**AISI 316 (A4)**	
Modulo elastico	E=210000 MPa	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}= 200MPa	per 16mm < d < 63mm
Tensione di rottura	f_{tk}= 500MPa	per 16mm < d < 63mm
Coefficiente di sicurezza materiale	γ_M= 1.15	

3.3 CALCESTRUZZO

In assenza di indicazioni certe sulla classe di resistenza del calcestruzzo costituente la volta della galleria, si assume cautelativamente C25/30:

Resistenza caratteristica a compressione cubica:	R_{ck}= 30MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica:	f_{ck}= 25MPa
Modulo elastico	E=31447MPa
Coefficiente di sicurezza materiale	γ_M= 1.5

4 SOFTWARE DI CALCOLO

L'analisi delle sollecitazioni e dello stato tensionale della struttura è condotta tramite il software ad elementi finiti Straus7 R 2.4.6

La verifica dei tirafondi di ancoraggio è svolta tramite il software HILTI Profis Anchor 2.8.8, prodotto dalla HILTI.

HILTI

Profis Anchor 2.8.8

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio della struttura è ottenuto automaticamente attraverso il software di calcolo a partire dal peso di volume dell'acciaio pari a 7850kg/m^3.

5.2 AZIONI SUL PENDULO

5.2.1 Azioni verticali

Azione verticale sul dispositivo di ormeggio, comprensivo del peso della linea di contatto e del dispositivo stesso:

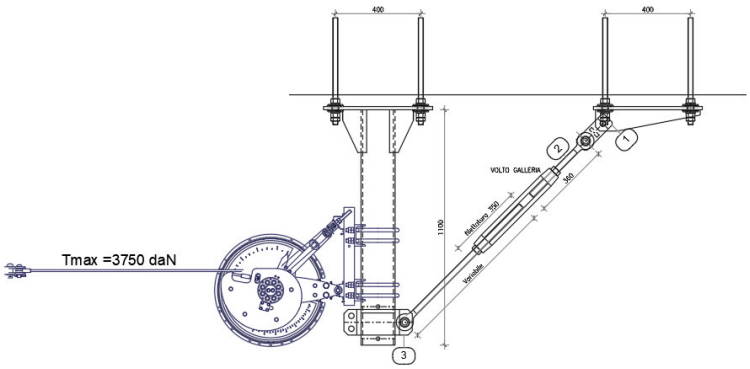
G1 = 340kg

Essendo la struttura in oggetto collocata all'interno di una galleria, non si considera il peso del ghiaccio sui conduttori.

5.2.2 Azioni longitudinali

Massima trazione agente sull'ormeggio:

G2 = 3750kg



5.2.3 Azione del vento

I carichi da vento meteorologico non si sono applicati in quanto le strutture in questione si trovano in galleria e in quanto l'azione del vento risulterebbe poco rilevante sui penduli costituiti da una struttura tubolare il cui coefficiente di resistenza C_{str} è 0,7 (§ 6.2.4.7 CEI EN 50119).

5.2.4 Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli

In ossequio al §5.2.2.6 delle NTC 2018, ed a favore di sicurezza, si valutano le sovrappressioni seguenti, derivanti da §5.2.2.6.1 Superfici verticali parallele al binario, per tenere conto di un treno transitante sul binario a fianco dell'ormeggio, e da §5.2.2.6.2 Superfici orizzontali al di sopra del binario, per tenere conto del treno in transito sul binario al di sotto dell'ormeggio.

5.2.2.6.1 Superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione ± q_{1k} relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 5.2.8 in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino.

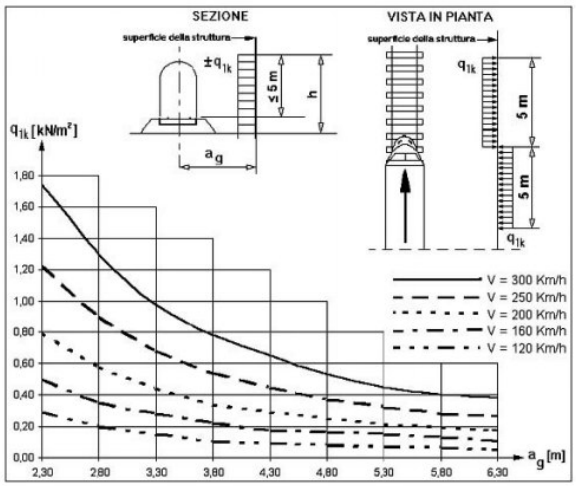


Fig. 5.2.8 - *Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario*

I suddetti valori sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1, ove:

$k_1 = 0{,}85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0{,}60$ per treni aerodinamici.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è ≤1,0 m o se la larghezza è ≤2,50 m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore k_2=1,3.

I penduli si trovano ad un'altezza superiore ai 5m dal piano del ferro, pertanto non è necessario tenere conto di questo effetto.

5.2.2.6.2 Superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione ± q_{2k}, relativi a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 5.2.9 in funzione della distanza hg della superficie inferiore della struttura dal PF.

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_1, in accordo a quanto previsto nel precedente § 5.2.2.6.1.

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0,75 per una larghezza fino a 1,50 m.

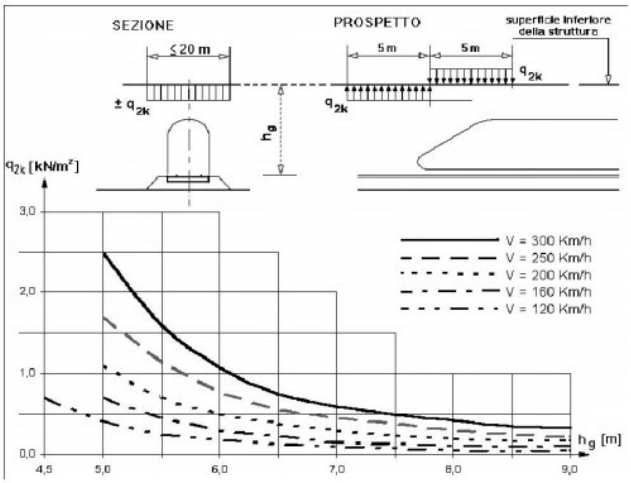


Fig. 5.2.9 - *Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali al di sopra del binario*

Si assume una velocità di progetto v = 300km/h e treni aerodinamici (k_1 = 0.6). Si considerano due treni transitanti contemporaneamente ed un'altezza h_g = 6m. Pertanto, si ottiene:

$q_{sp} = 2 \cdot q_{2k} \cdot k_1 = 2 \cdot 1.1 \cdot 0.6 = 1.32 kN/m^2$

Considerando l'esigua superficie esposta a tale pressione (circa 0.5m^2), si valuta che il carico dato dalla pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli sia trascurabile.

5.3 AZIONI DI ORIGINE SISMICA

In base all'istruzione RFI E6484c si considera, conservativamente, un'accelerazione sismica pari a 0.75g in entrambe le direzioni orizzontali.

Si trascura la componente verticale del sisma.

5.4 COMBINAZIONI DEI CASI DI CARICO

L'analisi delle azioni agenti sulla struttura in acciaio è stata eseguita seguendo quanto previsto dalle NTC2018 al §2.6.1 e dal documento RFI E64864, relativamente alle verifiche agli stati limite ultimi.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i coefficienti parziali e di combinazione utilizzati nella determinazione delle combinazioni di carico agli SLU.

		Coefficiente gf	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	*Favorevoli*	g_{G1}	*0,9*	*1,0*	*1,0*
	Sfavorevoli		*1,1*	*1,3*	*1,0*
Carichi variabili	*Favorevoli*	g_{Qi}	*0,0*	*0,0*	*0,0*
	Sfavorevoli		*1,5*	*1,5*	*1,3*

Combinazioni statiche

Cmb	Tipo	Peso proprio	Peso ormeggio	Forza longitudinale
1	SLU	1.30	1.50	1.50

Combinazioni sismiche

Cmb	Tipo	Peso proprio	Peso conduttori	Tiro conduttori	Sisma longitudinale	Sisma trasversale
1	SLU	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30
2	SLU	1.00	1.00	1.00	-1.00	0.30
3	SLU	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00
4	SLU	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00

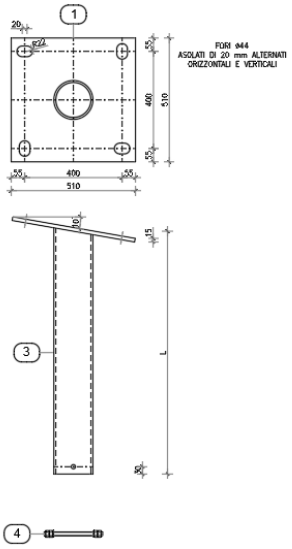
Essendo la struttura ed i carichi permanenti sostanzialmente simmetrici rispetto all'asse Y, il sisma trasversale risulta equivalente in entrambi i versi, pertanto si considera solamente con verso positivo.

6 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELLE AZIONI

6.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE

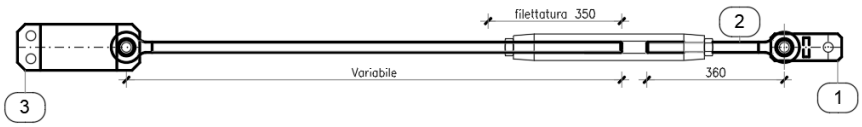
La struttura è stata modellata mediante elementi finiti mono e bidimensionali rispettando le dimensioni geometriche dedotte dagli elaborati di progetto esecutivo ed utilizzando le misure riportate negli schemi di montaggio. I materiali utilizzati nella modellazione della struttura sono gli stessi dedotti dai documenti di progetto.

PENDULO DI ORMEGGIO



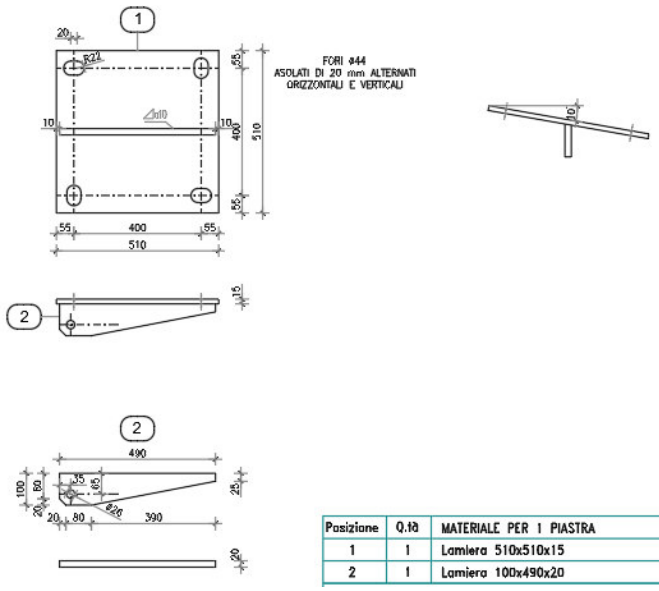
Posizione	Q.tà	MATERIALE PER 1 PENDULO DI ORMEGGIO		Peso	Materiale
1	1	Lamiera 510x510x15		30,63	Acciaio S355
3	1	Tubo ø160 s=8		30,00/m	Acciaio S355
	1	Tondo ø16 L=240	UNI EU 60	0.38	Acciaio S355
4	4	Dado M16	UNI 5591	0,13	Acciaio cl. 5.5
	2	Rosetta B16	UNI 1751	0.00	Acciaio UNI 3545

COMPOSIZIONE TIRANTE



Posizione	Q.tà	MATERIALE PER 1 TIRANTE GRAPPE CAVALLOTTO	Peso	Materiale
1	2	Forcella doppia per tiranti a terra 790-340	9,00	Vedi disegno E64857a
2	1	Tenditore ø27 derivato da 766-079 L=720-2057	13,71	Vedi disegno E64921
3	1	Collare di ormeggio 790-221	12,00	Vedi disegno E61779c

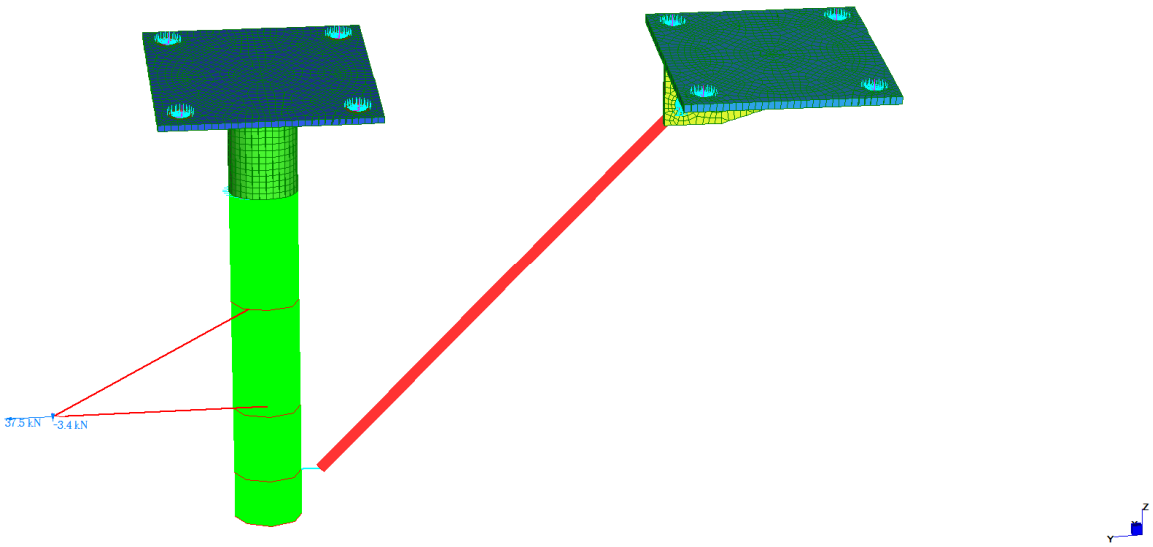
PIASTRA DI ANCORAGGIO TIRANTE



Posizione	Q.tà	MATERIALE PER 1 PIASTRA	Peso	Materiale
1	1	Lamiera 510x510x15	30,63	Acciaio S355
2	1	Lamiera 100x490x20	7,69	Acciaio S355

Le parti di ancoraggio sono modellate tramite elementi bidimensionali tipo plate, in modo da cogliere con maggior precisione l'andamento delle tensioni dovute agli effetti locali.

Il corpo del pendulo è modellato tramite un elemento beam mentre il tirante, non oggetto del calcolo, è stato modellato tramite un elemento truss.



I vincoli sono applicati ai nodi creati al centro dei fori delle piastre e collegati rigidamente al contorno degli stessi tramite elementi rigid link.

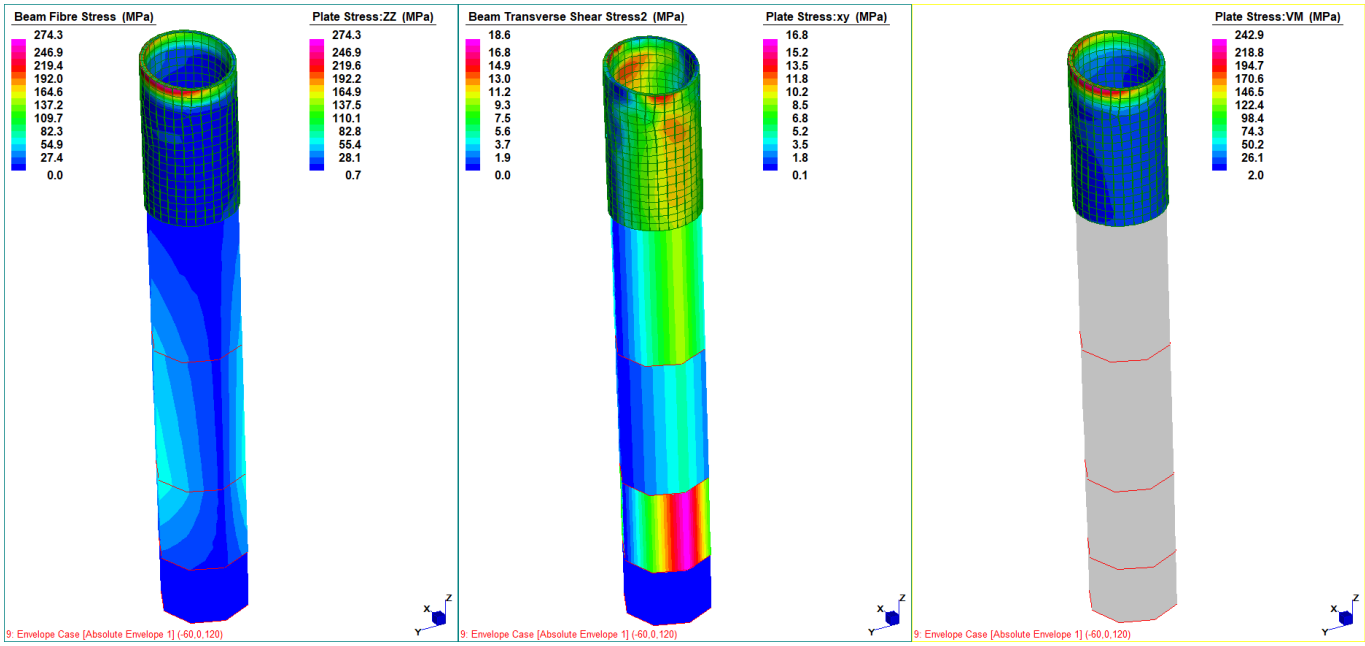
I carichi sono applicati tramite azioni concentrate ai nodi nella posizione reale. Il peso proprio della struttura è applicato direttamente dal software sottoforma di accelerazione di gravità applicata alla massa.

7 VERIFICA STRUTTURALE

7.1 PENDULO

La verifica del pendulo viene condotta in termini tensionali, controllando che la massima tensione ideale di calcolo sia inferiore al limite di snervamento del materiale (f_{yd} = 338MPa).

A tale scopo si riportano le mappe tensionali di inviluppo agli SLU e SLV delle tensioni normali σ_{ZZ}, delle tensioni tangenziali τ_{xy} (nel sistema di riferimento locale dei plate) e, infine, delle tensioni combinate secondo Von Mises.



La massima tensione ideale di calcolo è di circa 243MPa <f_{yd}, pertanto la verifica è da ritenersi soddisfatta.

La saldatura del tubolare alla piastra di base è costituita da un singolo cordone d'angolo di altezza di gola a=8mm, quindi:

t = 8mm

$\sigma_\perp = \tau_\perp = \sigma_{zz} \cdot t/a \cdot \cos(45) = 194MPa < 0.9 \cdot f_{tk}/\gamma_{M2} = 367MPa$

$\tau_{//} = \tau_{ZX} \cdot t/a = 17MPa$

$(\sigma_\perp^2 + 3 \cdot \sigma_\perp^2 + 3 \cdot \tau_{//}^2)^{1/2} = 389MPa < f_{tk}/(\beta \cdot \gamma_{M2}) = 510/(0.9 \cdot 1.25) = 453MPa$

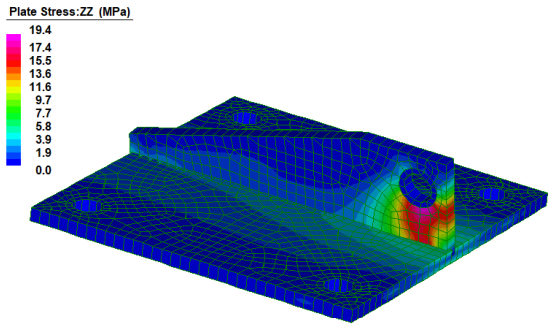
La verifica è soddisfatta.

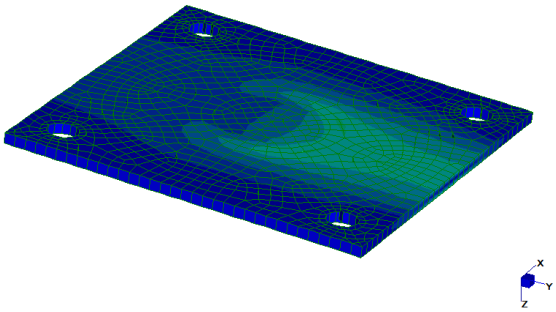
7.2 PIASTRE DI ANCORAGGIO

7.2.1 Verifica tensionale

La verifica delle piastre di ancoraggio e della nervatura viene condotta in termini tensionali, controllando che la massima tensione ideale di calcolo sia inferiore al limite di snervamento del materiale (f_{yd} = 338MPa).A tale scopo si riportano le mappe tensionali di inviluppo agli SLU e SLV delle tensioni normali σ, nelle tre direzioni principali delle tensioni tangenziali τ_{ZY} e, infine, delle tensioni combinate secondo Von Mises.

Per maggior chiarezza la piastra viene rappresentata capovolta nelle seguenti mappe contour.





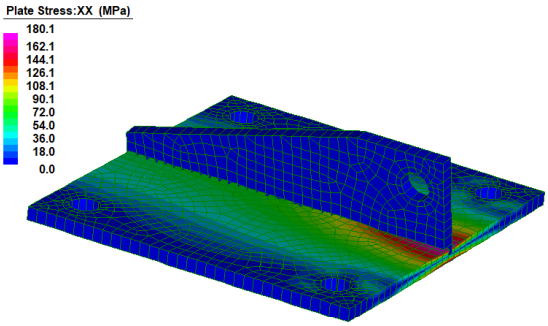
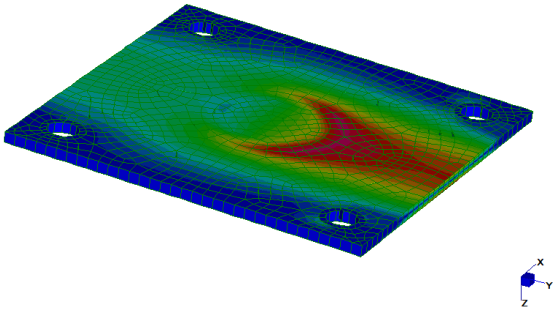


Plate Stress:XX (MPa)
180.1
162.1
144.1
126.1
108.1
90.1
72.0
54.0
36.0
18.0
0.0



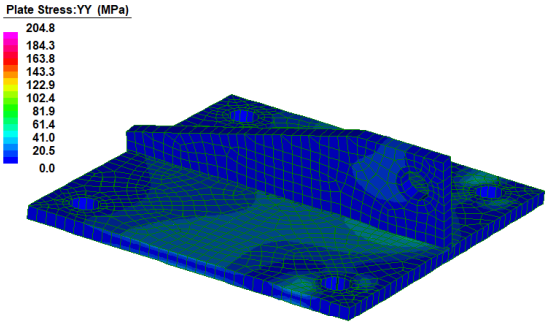
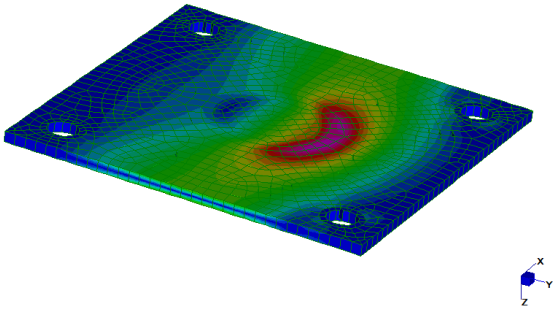
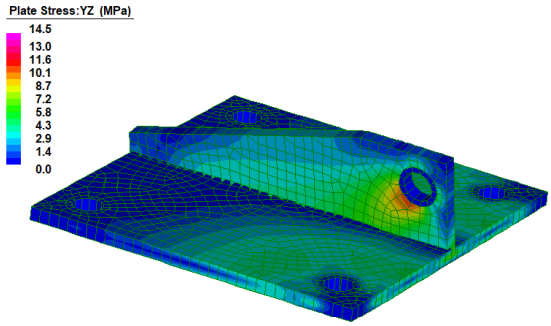
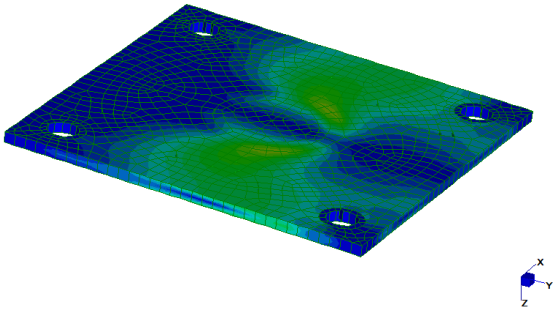
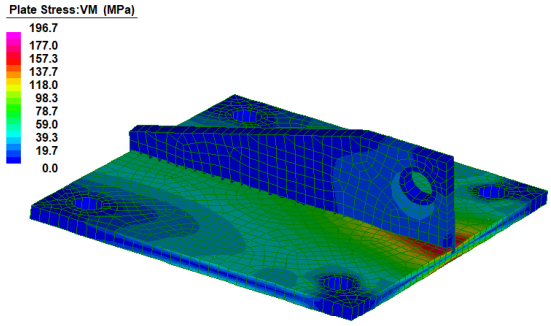


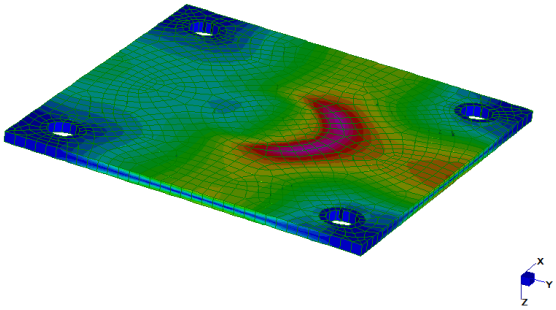
Plate Stress:YY (MPa)
204.8
184.3
163.8
143.3
122.9
102.4
81.9
61.4
41.0
20.5
0.0











La massima tensione ideale di calcolo è di circa 197MPa <f_{yd}, pertanto la verifica è da ritenersi soddisfatta.

La saldatura della nervatura alla piastra di ancoraggio del tirante è costituita da un doppio cordone d'angolo di altezza di gola

a=2·10 =20 mm

quindi:

t = 20mm

$\sigma_n = \sigma_{zz} \cdot t/a = 19.4$MPa

$\tau_{//} = \tau_{zx} \cdot t/a = 14.5$MPa

$(\sigma_n^2 + \tau_{//}^2) = 24MPa < \beta_1 f_{yk} = 0.7 \cdot 355 = 248.5MPa$

La verifica è soddisfatta.

7.2.2 Verifica a punzonamento

Resistenza a punzonamento delle piastre:

$$B_{p,Rd} = 0,6\ \pi\ d_m t_p\ f_u\ /\ \gamma_{M2}$$

t = 15mm (cautelativamente lo spessore minore tra le due piastre)

f_u = 510MPa

γ_{M2}= 1.25

d_m = 50mm (cautelativamente il diametro del foro del tirafondo)

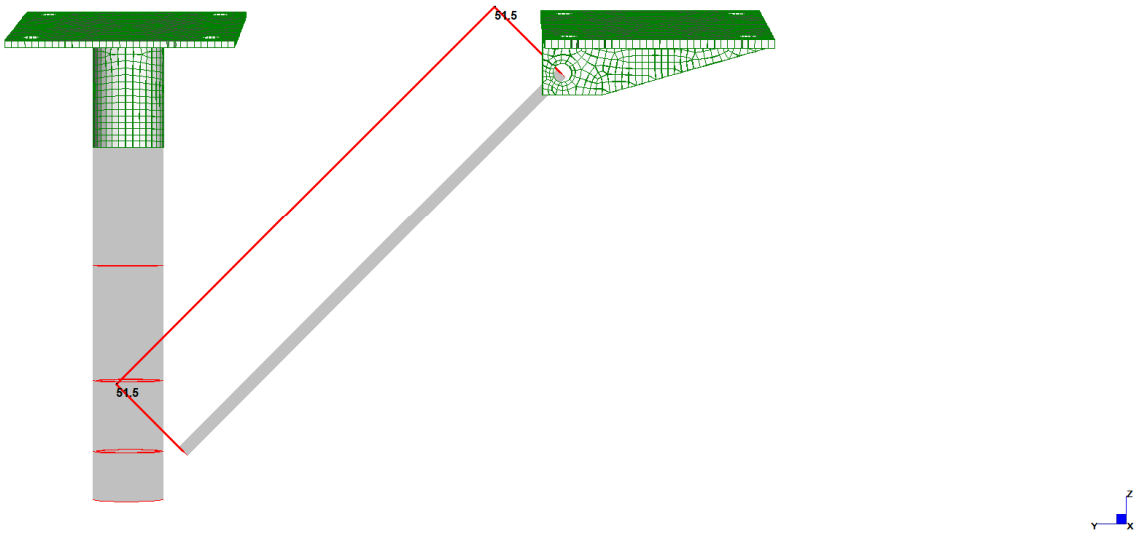
$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot 50 \cdot 15 \cdot 510/1.25 = 577kN > F_{t,Ed} = 18kN$$

Il calcolo della forza di trazione ($F_{t,Ed}$) è effettuato dal software di verifica dei tirafondi al §7.3.

7.2.3 Verifica del tirante e dei perni di collegamento

Si riporta la massima forza agente sul tirante risultante dal modello di calcolo.

	MIN	MAX
AxForce(kN)	51.5	51.5



Il tenditore è verificato per una trazione nominale di 66kN (si veda disegno RFI E64921). La forza di trazione massima è N_{Ed} = 52kN, inferiore a tale valore.

Il perno superiore è costituito da un bullone M24 cl.5.8 (disegno RFI E61799c) mentre il perno inferiore da un M24 cl.6.8 (disegno RFI E64857a). Si verifica pertanto il perno con classe di resistenza minore, considerando implicitamente soddisfatta la verifica sul perno con classe di resistenza maggiore.

Azione di calcolo su una superficie di taglio: $F_{v,Ed} = N_{Ed}/2 = 26kN$

Resistenza a taglio del perno: $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{upk} \cdot A/\gamma_{M2} = 0.6 \cdot 500 \cdot 353/1.25 = 85kN > F_{v,Ed}$

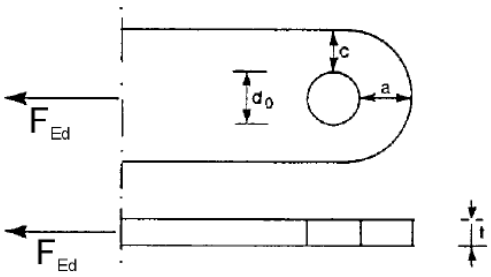
Resistenza a rifollamento della piastra centrale: $F_{b,Rd,1} = 1.5 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_y/\gamma_{M0} = 1.5 \cdot 20 \cdot 24 \cdot 355/1.05 = 243kN > N_{Ed}$

Resistenza a rifollamento dei piatti della forcella: $F_{b,Rd,2} = 1.5 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_y/\gamma_{M0} = 1.5 \cdot 15 \cdot 24 \cdot 275/1.05 = 141kN > N_{Ed}$

Resistenza a rifollamento dei piatti del collare: $F_{b,Rd,3} = 1.5 \cdot t_3 \cdot d \cdot f_y/\gamma_{M0} = 1.5 \cdot 15 \cdot 24 \cdot 275/1.05 = 141kN > N_{Ed}$

Controllo dei requisiti geometrici secondo EC3-1-8 §3.13.

Type A: Given thickness t



$$a \geq \frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2\,t\,f_y} + \frac{2\,d_0}{3} \;:\; c \geq \frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2\,t\,f_y} + \frac{d_0}{3}$$

Piastra centrale:

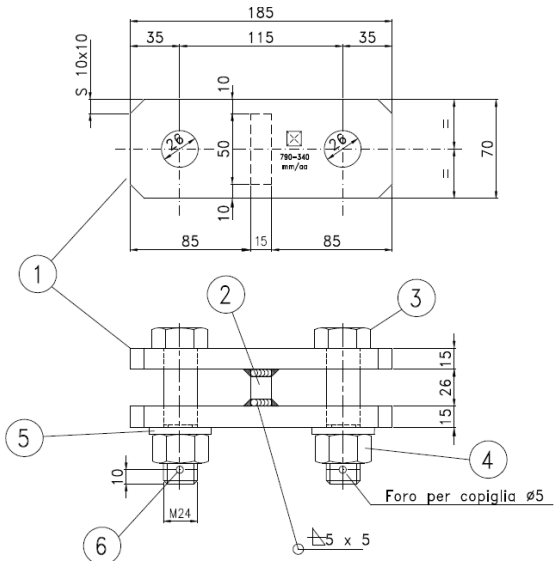
t = 20mm d_0 = 26mm

F_{Ed} = 52kN f_{yk} = 355MPa γ_{M0} = 1.05

$F_{Ed}\cdot\gamma_{M0}/(2\cdot t\cdot f_{yk}) + 2\cdot d_0/3$ = 21.2mm < a = 22mm → verificato

$F_{Ed}\cdot\gamma_{M0}/(2\cdot t\cdot f_{yk}) + d_0/3$ = 12.5mm <c = 22mm → verificato

Forcella (disegno RFI E64857a):



POS.	N. PEZZI		DENOMINAZIONE	Lg. (mm)	Peso (kg)	MATERIALE	CAT. PROG.
1	1	2	Piatto 70x15 UNI EU 58	185	~4,500	Acc. UNI EN 10025 S 275 JR	790-340
2		1	Piatto 50x15 UNI EU 58	26			
3	2		Vite M24 / 46 filett. UNI 5727	100		Acc.cl.6.8 UNI 3740	
4	2		Dado M24 UNI 5592			Acc. cl.5S UNI 3740	
5	2		Rondella ISO 7091-24-100 HV			Acciaio zincato	
6	2		Copiglia 5x36-A UNI EN ISO 1234			Acciaio inox	

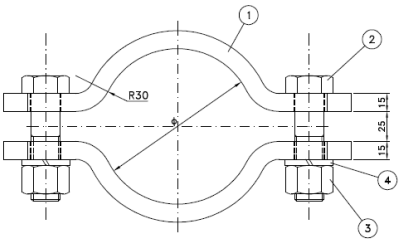
t = 15mm d_0 = 26mm

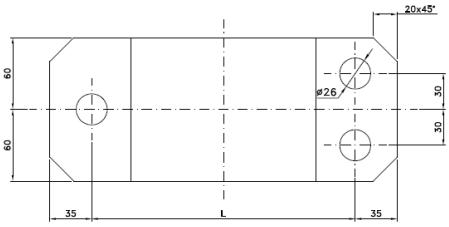
F_{Ed} = 26kN f_{yk} = 275MPa γ_{M0} = 1.05

$F_{Ed}\cdot\gamma_{M0}/(2\cdot t\cdot f_{yk}) + 2\cdot d_0/3$ = 20.6 < a = 22mm → verificato

$F_{Ed}\cdot\gamma_{M0}/(2\cdot t\cdot f_{yk}) + d_0/3$ = 11.9 <c = 22mm → verificato

Collare (disegno RFI E61799c):





POS.	DESCRIZIONE	MATERIALE	N° PEZZI
1	PIATTO 120x15 UNI EU 58	ACCIAIO UNI EN 10025 S 275 JR	2
2	VITE M24x90 UNI 5727	ACCIAIO 5.6 UNI 3740	3
3	DADO M24 UNI 5591	ACCIAIO 4D UNI 3740	3
4	ROSETTA UNI 1751 B-24	ACCIAIO ZINCATO	3

$t = 15mm$ $d_0 = 26mm$

$F_{Ed} = 26kN$ $f_{yk} = 275MPa$ $\gamma_{M0} = 1.05$

$F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}/(2 \cdot t \cdot f_{yk}) + 2 \cdot d_0/3 = 20.6$ $< a = 22mm$ → verificato

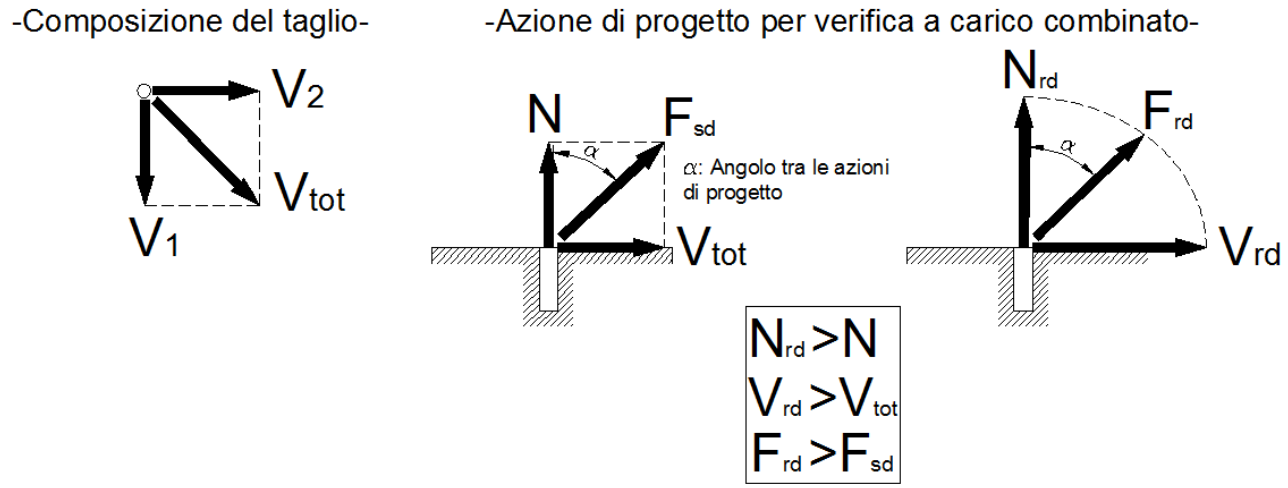
$F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}/(2 \cdot t \cdot f_{yk}) + d_0/3 = 11.9$ $< c = 47mm$ → verificato

7.3 VERIFICHE DEI COLLEGAMENTI POST INSTALLATI SULLA VOLTA DELLA GALLERIA

I tirafondi sono inghisati nel c.a. costituente la galleria mediante un ancoraggio di tipo chimico. Si tratta di un ancoraggio del tipo post-installato che non viene esplicitamente trattato dalle NTC 2018. L'ancorante chimico impiegato per l'ancoraggio dovrà essere comunque conforme alla specifica RFI DTC STS ENE SP IFS TE 673 A.Si fa riferimento ai sistemi di verifica previsti dalle linee guida ETA Guideline (ETAG) nella versione semplificata del metodo ETAG Annex C (Technical Report TR 029, 2007 per gli ancoraggi chimici) proposto da HILTI e denominato HILTI CC.

Sostanzialmente si procede alla verifica delle modalità di rottura classiche:

- Trazione
- Taglio



In entrambi i casi si individua la condizione più gravosa (cioè quella che offre una minore resistenza) confrontando il comportamento dell'acciaio e del calcestruzzo. Alla fine le minori resistenze vengono combinate per la verifica a "Carico Combinato" confrontandole con le massime azioni agenti sugli ancoranti.

Consideriamo le seguenti verifiche:

- Resistenza a trazione dell'acciaio
- Resistenza allo sfilamento
- Resistenza a rottura conica del calcestruzzo
- Resistenza a taglio dell'acciaio senza braccio di leva
- Resistenza a rottura del bordo di calcestruzzo

Come input progettuale è stata considerata l'infissione per tirafondi M33 all'interno della parete per una profondità minima di 300mm.

I valori delle sollecitazioni di progetto sono quelle che derivano dall'inviluppo dei massimi valori risultanti dalle combinazioni di carico statiche e sismiche. Dato che il pendulo, e di conseguenza la piastra di ancoraggio dello stesso, risulta compresso, la verifica è condotta per i tirafondi della piastra di ancoraggio posteriore.

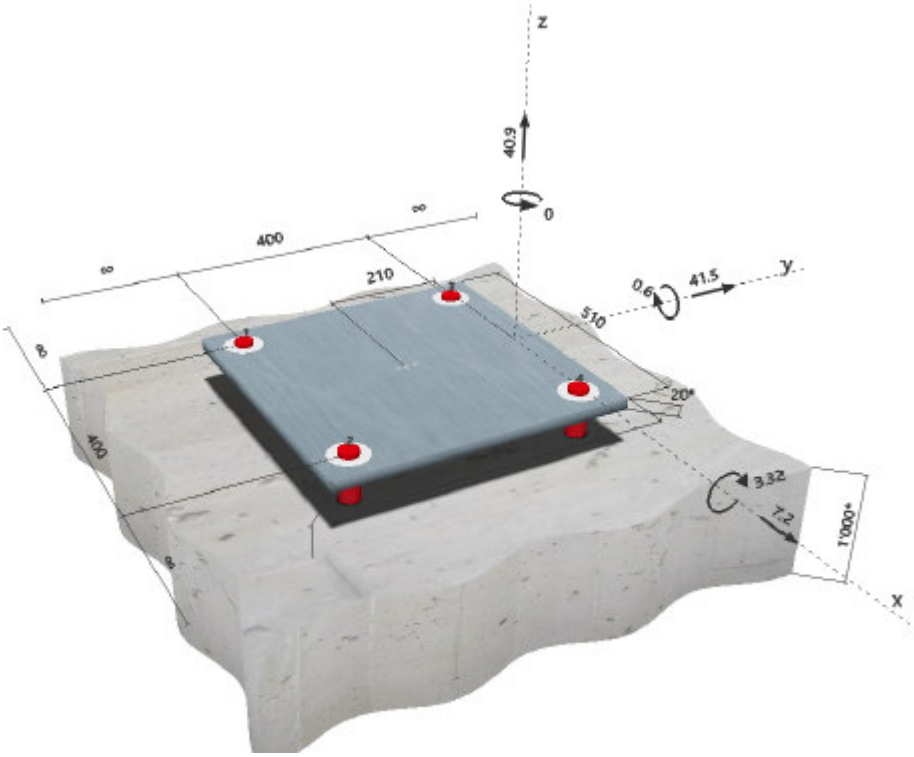
Le verifiche sono effettuate tramite il software HILTI Profis Anchor 2.8.8, prodotto dalla HILTI di cui si riporta l'output.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-RE 500 V3 + HAS-U A4 M33**
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act}$ = 350 mm ($h_{ef,limit}$ = - mm)
Materiale:	A4
Certificazione No.:	Dati Tecnici Hilti
Emesso I Valido:	- | -
Prova:	Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	senza serraggio (ancorante); livello di incastro (piastra di base): 2.00; e_b = 55 mm; t = 20 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 510 mm x 510 mm x 20 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl}$ = 25.00 N/mm²; h = 1'000 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) senza armatura di bordo longitudinale

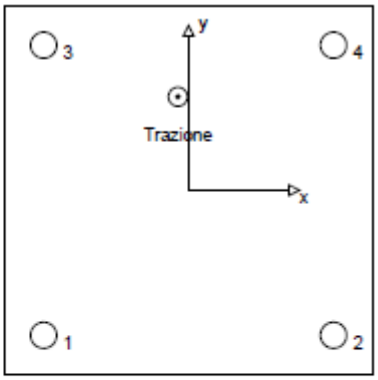
R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto



Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	4.389	11.352	0.855	11.320
2	2.889	9.469	0.855	9.430
3	17.561	11.648	2.745	11.320
4	16.061	9.821	2.745	9.430

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-15/129): 40.900 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	17.561	121.329	15	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	40.900	370.856	12	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	40.900	298.042	14	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
347.000	2.860	121.329	17.561

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\psi_{A,Np}$	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
1'438'320	638'880	2.251	11.00	799	400	∞

ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm²]	max $\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm²]	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1.018	11.20	9.93	1.000	1.000

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
15	0.965	129	0.756	1.000	1.000

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
406.483	667.540	1.800	370.856	40.900

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]
2'102'500	1'102'500	1.907	525	1'050

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
15	0.973	129	0.803	1.000	1.000

k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
11.000	360.135	1.800	298.042	40.900

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	11.648	72.899	16	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	11.648	13.642	86	OK
Rottura per pryout**	42.120	848.007	5	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
173.500	2.380	72.899	11.648

4.2 Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)

l [mm]	α_M
82	2.00

$N_{Sd} / N_{Rd,s}$	$1 - N_{Sd} / N_{Rd,s}$	$M^0_{Rk,s}$ [kNm]	$M_{Rk,s} = M^0_{Rk,s} (1 - N_{Sd}/N_{Rd,s})$ [kNm]
0.145	0.855	1.547	1.323

$V^M_{Rk,s} = \alpha_M * M_{Rk,s} / l$ [kN]	$\gamma_{Mk,b,V}$	$V^M_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
32.468	2.380	13.642	11.648

4.3 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_4
2'102'500	1'102'500	1.907	525	1'050	2.000

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
35	0.937	6	0.988	1.000	1.000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
360.135	1.500	848.007	42.120

5 Carichi combinati di trazione e di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.3)

	β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Acciaio senza braccio di leva	0.145	0.160	2.000	5	OK
Acciaio con braccio di leva	0.124	0.730	1.000	86	OK
Calcestruzzo	0.137	0.050	1.500	7	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha <= 1$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 13.008 [kN] δ_N = 0.032 [mm]

V_{Sk} = 8.628 [kN] δ_V = 0.173 [mm]

δ_{NV} = 0.176 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 13.008 [kN] δ_N = 0.072 [mm]

V_{Sk} = 8.628 [kN] δ_V = 0.259 [mm]

δ_{NV} = 0.269 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- Hai selezionato il riempimento dei fori. Assicurati che vi sia un metodo corretto per riempire lo spazio anulare tra l'installazione e HIT-RE 500 V3 + HAS-U A4 M33, e contatta Hilti in caso di domande.
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Il metodo Fib (07/2011) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

8 CONCLUSIONI

Si riporta l'esito delle verifiche condotte sulle strutture:

VERIFICA	Ed	Rd	FS	ESITO
Verifica pendulo tubolare	243MPa	338MPa	**1.39**	Positivo
Verifica punzonamento piastra base	18kN	577kN	**32.06**	Positivo
Verifica resistenza materiale piastra base	197MPa	338MPa	**1.72**	Positivo
Verifica a taglio perno	26kN	85kN	**3.27**	Positivo
Verifica a rifollamento delle piastre	52kN	141kN	**2.71**	Positivo
Verifiche geometriche dei perni	-	-	**-**	Positivo
Verifica del tenditore	52kN	66kN	**1.27**	Positivo
Verifica tirafondi M33 post installati:				
• Trazione – acciaio	17.6kN	121.3kN	**6.91**	Positivo
• Trazione – cls	40.9kN	298.0kN	**7.28**	Positivo
• Taglio – acciaio	11.6kN	13.6kN	**1.17**	Positivo
• Taglio – cls	42.1kN	848.0kN	**20.14**	Positivo
• trazione + taglio ($\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1$)	0.86	1.00	**1.16**	Positivo