

COMUNE DI ANCONA

PROVINCIA DI ANCONA



COMMITTENTE: *COMUNE DI ANCONA*

OGGETTO: *PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO DELLE OPERE EDILI-ARCHITETTONICHE DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELLA TORRE ASCENSORI DEL PASSETTO, ANCONA*

ELABORATO: *FASCICOLO DI CALCOLO*

n° All. 12

SCALA: ----

DATA PROGETTO: *Ottobre 2016*

REVISIONI: *n° del*

n° del

n° del

ARCHIVIO: *P248/16*

NOME FILE:

RESPONSABILE COMMESSA: *Dott. Arch. Sergio Roccheggiani
Dott. Ing. Andrea Mondini*

RESPONSABILE PROGETTO:

VERIFICATORE:

MANDATARIA

Progetto Architettonico:

DOTT. ARCH. MARCO BATTISTELLI

DOTT. ARCH. SERGIO ROCHEGGIANI

Collaboratori:

Dott. Arch. Stefano Duranti

Dott. Arch. Silvia Avellini

Dott. Ing. Alessandro Caprari

Dott. Ing. Elisa Mengarelli

MANDANTE

Progetto Strutturale:

DOTT. ING ANDREA MONDINI

Collaboratori:

Dott. Ing. Livio Gambacorta

Dott. Ing. Elisabetta Bersanetti

Dott. Arch. Giovanni Furnari

Geom. Carlo Carimini

Dott. Ing. Luca Cantarini (giovane professionista)

BRAU
Battistelli Roccheggiani Architettura Urbanistica
STUDIO ASSOCIATO
via del Castellano, 47/c - 60129 ANCONA
Tel: 071.872306 - Fax: 071.872136
mail: studio@brau.it
www.brau.it

ACALESRL
ingegneria + architettura

INDICE

<u>B1. RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA</u>	2
1) PREMESSA	2
2) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE E DEGLI INTERVENTI PREVISTI	3
3) RIFERIMENTI NORMATIVI.....	4
4) <u>RELAZIONE SUI MATERIALI</u>	5
4.1 Stato di fatto	5
4.2 Stato di progetto	5
<u>E1. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA</u>	7
<u>C1. RELAZIONE DI CALCOLO</u>	8
1. PREMESSA.....	8
2. VERIFICHE SOLETTA IN C.A. (quota +5,67m slmm).....	10
2.1 ANALISI DEI CARICHI	10
2.2 PARAMETRI DI CALCOLO	11
2.3 CALCOLO DELLE REAZIONI VINCOLARI E CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	11
2.4 PROGETTO E VERIFICA DELL'ANCORAGGIO.....	13
2.5 VERIFICHE	19
3. VERIFICHE RINFORZO A TAGLIO DI TRAVI E PILASTRI.....	27
3.1 VERIFICHE A TAGLIO TRAVI 50x110cm e 60x50cm	27
3.1 VERIFICHE A TAGLIO PILASTRO 60x60cm	31

B1. RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1) PREMESSA

Il RTP costituito da:

- Studio BATTISTELLI-ROCCEGGIANI con sede in Ancona (AN) in via del Castellano 47/c (P.IVA. 02224850426);

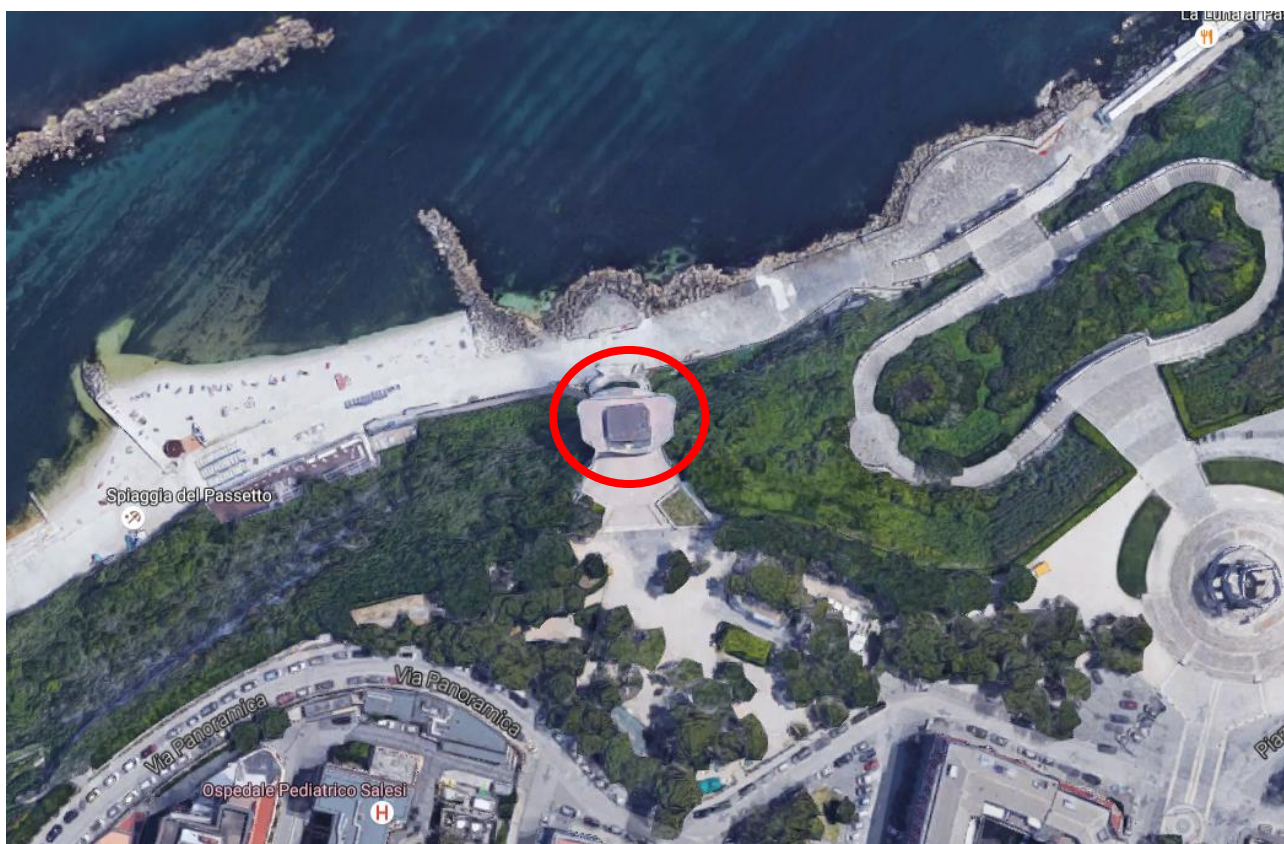
- ACALE SRL con sede in Ancona (AN) in via Tommasi n. 28 (P.IVA. 02399260427);

è stato incaricato dal Comune di Ancona di redigere il progetto definitivo/esecutivo dei lavori di manutenzione straordinaria della Torre degli ascensori del Passetto.

Il progetto strutturale è sottoscritto dall'Ing. Andrea Mondini, quale Direttore tecnico della Società ACALE S.R.L., iscritto all'albo degli ingegneri della provincia di Ancona al n° 1485.

La Direzione dei lavori è seguita dall'Arch. Sergio Rocchegiani, mentre la Direzione dei Lavori strutturale dall'Ing Andrea Mondini.

Di seguito si riporta una vista aerea dell'edificio in questione.



Vista aerea con individuazione del fabbricato

2) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE E DEGLI INTERVENTI PREVISTI

La struttura in esame è la torre ascensori del Passetto di Ancona, situata in Piazza IV Novembre. Tale struttura consente il raggiungimento del piazzale posto a quota +38,0 m slm dal sottostante livello del mare e si sviluppa fino ad una quota sommitale di +46,61 m s.l.m..

Il nucleo principale della torre ha forma rettangolare e si mantiene geometricamente costante per tutto lo sviluppo in altezza, mentre variano le strutture che lo confinano. Tale nucleo è costituito dai vani di corsa dei due ascensori, posti lato mare, e dalla scala interna di servizio, lato terra.

La torre ascensori è provvista di due terrazze panoramiche collocate a quota +38,43m slm e +20,79m slm e da due pensiline poste a quota +25,83m slm e +10,71m slm. In corrispondenza dell'ultima elevazione si trovano i locali che ospitano i macchinari dell'ascensore, raggiungibili anche tramite una doppia scalinata esterna che parte dalla sottostante quota di accesso dalla piazza (+38,43m slm). Nella quota al di sotto del piazzale superiore di accesso si trova un ampio ambiente, raggiungibile tramite due scale esterne, sorretto da quattro puntoni presenti sul retro del nucleo principale e da quattro pilastri lato terra incassati nella rupe del Passetto.

La struttura è realizzata in travi e pilastri in c.a., mentre gli impalcati di piano sono realizzati con solette nervate di spessore variabile compreso tra 20 e 25cm. Anche le scale ed i relativi pianerottoli sono con soletta piena in c.a. di spessore rispettivamente di 20 cm e 25cm.

La fondazione della torre ascensori ha una quota di imposta pari a +1,50m ed è del tipo superficiale, è costituita da una platea nervata di spessore minimo pari a 50cm ed è incassata nella formazione marnosa di base.

Il presente progetto strutturale prevede nel dettaglio i seguenti interventi:

- allargamento del pianerottolo di sbarco a quota +5,67 s.l.m. per agevolare la fruizione degli ascensori da parte di disabili e operatori economici a seguito dell'inserimento dei tornelli automatici. Detto intervento viene effettuato mediante la realizzazione di una soletta a sbalzo di luce 0.65 m e parapetto di altezza netta 1.10 m entrambi in c.a. gettati in opera, ancorata mediante barre ad aderenza migliorata e resine bicomponenti alla soletta esistente ed al muro contro terra sottostante. La soletta presenta una forma trapezia con altezza minima, in direzione lato mare, pari a 0.15 m ed altezza massima, in direzione lato terra, pari a 0.3 m. L'intervento, realizzato in corrispondenza del primo impalcato a quota +5.67 m e posizionato in direzione lato mare dell'edificio, ha uno sviluppo medio in pianta pari a 6.50x0.60 m;
- rinforzo a taglio delle due travi di sezione 50x110cm, poste in corrispondenza del solaio a quota +43,91m slmm, mediante fasciatura "ad U" con fibra di carbonio unidirezionale e fiocchi in fibra di carbonio (i fiocchi vengono predisposti per il collegamento trasversale delle due facce contrapposte della trave in cui vengono applicate le fibre);
- rinforzo a taglio delle due travi di sezione 60x50cm, poste in corrispondenza del solaio a quota +43,91 m slmm, mediante inserimento di due file parallele di fiocchi in fibra di carbonio che

attraversano la trave per tutta la sua altezza;

- rinforzo a taglio mediante fasciatura completa con fibra di carbonio unidirezionale dei due tratti inferiori dei pilastri di sezione 60x60cm che sostengono, a quota +38,43 m slm, il pianerottolo intermedio delle scale esterne.

L'intervento proposto con il presente progetto e sopra descritti non modificano la distribuzione e la forma delle strutture resistenti, non alterano i carichi dell'edificio e non modificano in modo apprezzabile la distribuzione spaziale delle masse e delle rigidezze della struttura resistente.

Per tutto quanto sopra, si può concludere che gli interventi previsti nel presente progetto strutturale rientrano tra quelli indicati al punto 8.4.3 “RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE” del DM 14/01/2008 e al punto C8.4.3 di cui alla Circolare n. 617 del 02/02/2009.

Per il dimensionamento e la verifica degli interventi sopra riportati, si è fatto esclusivamente riferimento ai calcoli e agli esiti dei risultati delle analisi strutturali elaborate dall' Ing. Alessandro Balducci nella relazione di verifica denominata “Verifica della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica della torre ascensori del Passetto di Ancona”. Gli interventi, infatti, hanno interessato quegli elementi strutturali indicati dallo stesso Ing. Balducci nella sua relazione come elementi con scarsa resistenza a taglio e le relative verifiche sono state condotte assumendo i valori delle sollecitazioni indicate dallo stesso professionista a seguito dell'analisi sismica globale della struttura da lui stesso elaborata.

Si rimanda alla successiva relazione di calcolo per tutte le necessarie verifiche strutturali e relative considerazioni di merito.

3) RIFERIMENTI NORMATIVI

I calcoli strutturali vengono effettuati con il metodo degli Stati Limite, sulla base dei principi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni, facendo riferimento alle vigenti Normative ed in particolare:

- **D.M. Infrastrutture 14/01/2008** riguardante le nuove norme tecniche per le costruzioni;
- **Circolare 02/02/2009, n. 617** “Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

4) RELAZIONE SUI MATERIALI

4.1 Stato di fatto

Per le caratteristiche del calcestruzzo e delle barre di armatura si è fatto riferimento ai risultati della campagna di indagine eseguita dai tecnici di laboratorio dell'Università Politecnica delle Marche sotto la responsabilità del Prof. Ing. Fabrizio Gara. Per il dettaglio delle modalità di prova e dei risultati si rimanda alla relazione “Risultati delle indagini sperimentali per la qualificazione del calcestruzzo in opera delle strutture degli ascensori del Passetto di Ancona” a firma del Prof. Ing. Fabrizio Gara. I valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali e dei relativi fattori di confidenza dei materiali, del resto, sono i medesimi di quelli assunti dall'Ing Balducci nel calcolo sismico globale della struttura da lui stesso elaborata.

Si riportano le caratteristiche dei materiali assunte al livello di conoscenza con relativo fattore di confidenza e le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera:

- 1) **LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA:** si considera un livello di conoscenza **LC2** per il quale può essere assunto un fattore di confidenza **FC = 1.20**;
- 2) **ACCIAIO PER ARMATURE:** per le verifiche dei rinforzi a taglio di elementi strutturali quali travi e pilastri è stata assunta per una resistenza a snervamento media delle barre di armatura pari a $f_{ym}=f_y/FC=408,92$ N/mm² e una resistenza di progetto allo SLU pari a $f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s = 355,58$ N/mm²;
- 3) **CONGLOMERATO CEMENTIZIO ESISTENTE:** per la realizzazione degli ancoraggi si considera conglomerato cementizio conglomerati **C16/20**, con resistenza caratteristica a compressione cubica pari a $R_{ck}= 20$ N/mm² (e resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 0,83*R_{ck}=16$ N/mm²) e classe di esposizione: XS1, mentre per la verifica dei rinforzi a taglio di elementi strutturali quali travi o pilastri si è adottata una resistenza cilindrica a compressione pari a $f_{cm} = 0,83 R_{cm}/FC = 21,53$ MPa e ad una resistenza di progetto allo SLU pari a $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{cm}/\gamma_c = 12,20$ MPa.

4.2 Stato di progetto

Nell'esecuzione delle opere in epigrafe è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- 1) Per il conglomerato cementizio dovranno essere rispettate le seguenti componenti:
 - LEGANTI: si impiegano esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia (legge 26-5-1965, n.595) con esclusione di cemento alluminoso.
 - INERTI: naturali o di frantumazione, costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso ecc. nocive all'indurimento del conglomerato o alla conservazione delle armature metalliche. Le dimensioni massime saranno commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto e all'ingombro delle armature.

ACQUA: limpida e priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose, e in modo comunque da risultare non aggressiva.

IMPASTO: la distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, saranno adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato. Il quantitativo d'acqua sarà il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenuto conto anche dell'acqua contenuta negli inerti. L'impiego eventuale degli additivi sarà subordinato all'accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività.

- 2) **CONGLOMERATO CEMENTIZIO:** per la realizzazione della soletta e parapetto in c.a. si prevede l'utilizzo di un conglomerato cementizio leggero strutturale con peso specifico pari a 1800 kg/m^3 di classe **C35/45**, con resistenza caratteristica a compressione cubica pari a $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ (e resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$). Classe di esposizione: XS1 con copri ferro di spessore minimo pari a 35 mm.
- 3) **ACCIAIO PER C.A.:** acciaio tipo **B450C** ad aderenza migliorata, non ossidata o corrosa, priva di difetti superficiali tali da menomare la resistenza, oppure ricoperta da sostanze che possano ridurre l'aderenza al conglomerato, caratterizzato da:
tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$;
rapporto tra resistenza e tensione di snervamento: $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$;
rapporto medio valore effettivo/valore nominale resistenza a snervamento: $(f_{y,eff}/f_{y,nom})_k < 1,25$;
- 4) **TESSUTI UNIDIREZIONALI IN FIBRE DI CARBONIO PER RINFORZO TRAVI E PILASTRI:** grammatura 600g/mq, massa volumica 1.800 kg/mc, resistenza meccanica a trazione $\geq 4.900 \text{ N/mm}^2$ e carico massimo per unità di larghezza $> 1.600 \text{ kN/m}$, modulo elastico a trazione $252.000 \pm 2\%$ e allungamento a rottura $\geq 2\%$.
- 5) **FIOCCHI IN FIBRE DI CARBONIO PER RINFORZO TRAVI E PILASTRI:** massa volumica 1,8 g/cmc, resistenza meccanica a trazione 4.830 N/mm^2 , modulo elastico 230.000 Allungamento a rottura $\geq 2\%$;
- 6) **MALTA CEMENTIZIA PER RIPROFILATURA APPLICATA A MANO**
Resistenza a compressione a 28 gg $> 60 \text{ MPa}$, resistenza a flessione a 28 gg $> 8,5 \text{ MPa}$, modulo elastico a compressione a 28 gg 26 GPa .

Ancona (AN), ottobre 2016.

ACALE S.R.L.
Il direttore tecnico
Ing. Andrea Mondini
(tecnico individuato dal RTP per la progettazione strutturale)

E1. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA

La presente relazione sulle fondazioni e geotecnica è parte integrante del progetto strutturale relativo al prolungamento del porticato esistente mediante la realizzazione di una soletta a sbalzo ed annesso parapetto in c.a. e al rinforzo a taglio di alcuni pilastri e travi, nell'edificio adibito a torre ascensori del Passetto di Ancona situata in Piazza IV Novembre.

In ottemperanza a quanto indicato nella norma sismica del 2008 (appendice C8A.5.11 relativa agli "INTERVENTI IN FONDAZIONE" della Circolare n. 617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle <<Nuove norme tecniche per le costruzioni>> di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008), è consentito omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- x) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non siano prodotti neppure in precedenza;*
- y) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;*
- z) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;*
- aa) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.*

Per l'edificio in questione risultano sostanzialmente verificate le condizioni x), y), z), aa) indicate sopra.

Di conseguenza non sono stati disposti interventi in fondazione e non sono state condotte specifiche verifiche per le fondazioni.

Ancona (AN), ottobre 2016.

ACALE S.R.L.
Il direttore tecnico
Ing. Andrea Mondini
(tecnico individuato dal RTP per la progettazione strutturale)

C1. RELAZIONE DI CALCOLO

1. PREMESSA

Il RTP costituito da:

- Studio BATTISTELLI-ROCCHEGGIANI con sede in Ancona (AN) in via del Castellano 47/c (P.IVA. 02224850426);
- ACALE SRL con sede in Ancona (AN) in via Tommasi n. 28 (P.IVA. 02399260427);

è stato incaricato dal Comune di Ancona di redigere il progetto definitivo/esecutivo dei lavori di manutenzione straordinaria della Torre degli ascensori del Passetto.

Il progetto strutturale è sottoscritto dall'Ing. Andrea Mondini, quale Direttore tecnico della Società ACALE S.R.L., iscritto all'albo degli ingegneri della provincia di Ancona al n° 1485.

La Direzione dei lavori è seguita dall'Arch. Sergio Rocchegiani, mentre la Direzione dei Lavori strutturale dall'Ing Andrea Mondini.

Per la descrizione dettagliata degli interventi strutturali previsti con il presente progetto si rimanda alla relazione illustrativa precedentemente riportata.

Si evidenzia comunque che gli interventi strutturali previsti in progetto si inquadrano tutti ai sensi del punto 8.4.3 “RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE” del DM 14/01/2008 e del punto C8.4.3 di cui alla Circolare n. 617 del 02/02/2009, e nello specifico si inquadrano come intervento locale. Il presente progetto non prevede pertanto la valutazione della sicurezza globale dell'edificio in quanto gli interventi proposti non ricadono nell'elenco delle opere citate nel paragrafo 8.4.1 delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”, di seguito riportate:

- a) *sopraelevare la costruzione;*
- b) *ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;*
- c) *apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;*
- d) *effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.*

Per gli interventi in esame non è stata quindi necessaria una analisi sismica globale ma si è fatto esclusivamente riferimento ai calcoli e agli esiti dei risultati delle analisi strutturali elaborate dall'Ing. Alessandro Balducci nella relazione di verifica denominata “Verifica della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica della torre ascensori del Passetto di Ancona”. Gli interventi infatti hanno

interessato quegli elementi strutturali indicati dallo stesso Ing. Balducci nella sua relazione come elementi con scarsa resistenza a taglio e le relative verifiche sono state condotte assumendo i valori delle sollecitazioni indicate dallo stesso professionista a seguito dell'analisi sismica globale della struttura da lui stesso elaborata.

Gli interventi locali realizzati nella struttura in esame consistono nell'ampliamento della soletta di accesso dalla quota inferiore (+5,67m slmm) che viene realizzata a sbalzo dal muro di sostegno sottostante; tale intervento non determina sensibili variazioni di carico e di comportamento delle strutture. Analogamente, anche il rinforzo di travi e pilastri a taglio con fibre di carbonio costituisce un intervento locale che mira ad incrementare localmente le resistenze locali degli elementi indicati, senza alterare le masse e le rigidezze in gioco. Pertanto, per gli interventi in esame non è necessario effettuare una nuova analisi sismica dell'edificio nella sua globalità.

Si riportano nel seguito le sole verifiche locali degli elementi interessati dagli interventi di progetto:

- verifica agli SLU della soletta in c.a. di nuova realizzazione compresi i relativi ancoraggi alla soletta e muro contro terra esistenti;
- verifica agli SLU della sezione al piede del parapetto in c.a. di nuova realizzazione.;
- verifiche agli SLE della soletta e del parapetto in c.a. di nuova realizzazione;
- verifiche agli SLU del rinforzo di travi e pilastri con compositi fibrorinforzati.

2. VERIFICHE SOLETTA IN C.A. (quota +5,67m slmm)**2.1 ANALISI DEI CARICHI**

I carichi ed i sovraccarichi considerati nelle verifiche sono i seguenti:

- peso proprio della struttura (G1);
- sovraccarichi permanenti portati (G2);
- sovraccarico accidentale Cat.A - Abitazione (Q₁).
- sovraccarico accidentale Neve (Q₂).

Analisi dei carichi soletta in c.a.:

P.p. soletta in c.a. di sezione trapezia	(15 cm – 30 cm)	4,05 kN/mq
Massetto	(0,05m* 21,00 kN/mq)	1,05 kN/mq
Pavimento		0,40 kN/mq
Intonaco estradosso		0,40 kN/mq
Totale		5,90 kN/mq
Sovraccarico accidentale (Cat. C)		4,00 kN/mq
Sovraccarico Neve (Zona I, a _s ≤200 m)		1,20 kN/mq
		=====
Totale		11,10 kN/mq

G₁=4,05 kN/mq
G₂=1,85 kN/mq
Q=4,00 kN/mq
Q_{neve}=1,20 kN/mq

Analisi dei carichi parapetto in c.a.:

P.p muretto in c.a. (sp. 15 cm)		3,19 kN/m
Intonaco (entrambi i lati)		0,94 kN/m
Soglia in travertino (sp. 3 cm)		0,19 kN/m
Totale		4,32 kN/m
Carico accidentale (Spinta parapetto_CAT C2)		2,00 kN/m
		=====
Totale		6,32 kN/m

G₁=3,19 kN/mq
G₂=1,13 kN/mq
H=2,00 kN/m

2.2 PARAMETRI DI CALCOLO

Ai fini delle verifiche locali di seguito riportate sono stati presi in considerazione i seguenti parametri conformi alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008:

- punto 6.2.3.1.1 normativa, Tabella 6.2.I, Coefficienti parziali per le azioni:

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	A1 - STR	A2 – GEO
PERMANENTI (G ₁)	SFAVOREVOLE	γ_{G1}	1,3	1,0
PERMAN. NON STRUTTURALI (G ₂)	SFAVOREVOLE	γ_{G2}	1,5	1,3
VARIABILI (Q _i)	SFAVOREVOLE	γ_{Qi}	1,5	1,3

- punto 2.5.3 normativa, Tabella 2.5.I, Valori dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili pari a $\Psi_{0j}=0,7$, $\Psi_{1j}=0,7$ e $\Psi_{2j}=0,6$ per la “Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento”
- nei calcoli è stata utilizzata le combinazioni di seguito indicata:

Fondamentale (SLU): (per $i=1, \dots, n$) $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q,i}Q_{k,i} + \sum_{j=1}^n \psi_{0,j}Q_{k,j}$

ove n rappresenta il numero delle azioni variabili da combinare.

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità (Stato Limite di Esercizio), si è fatto riferimento alla

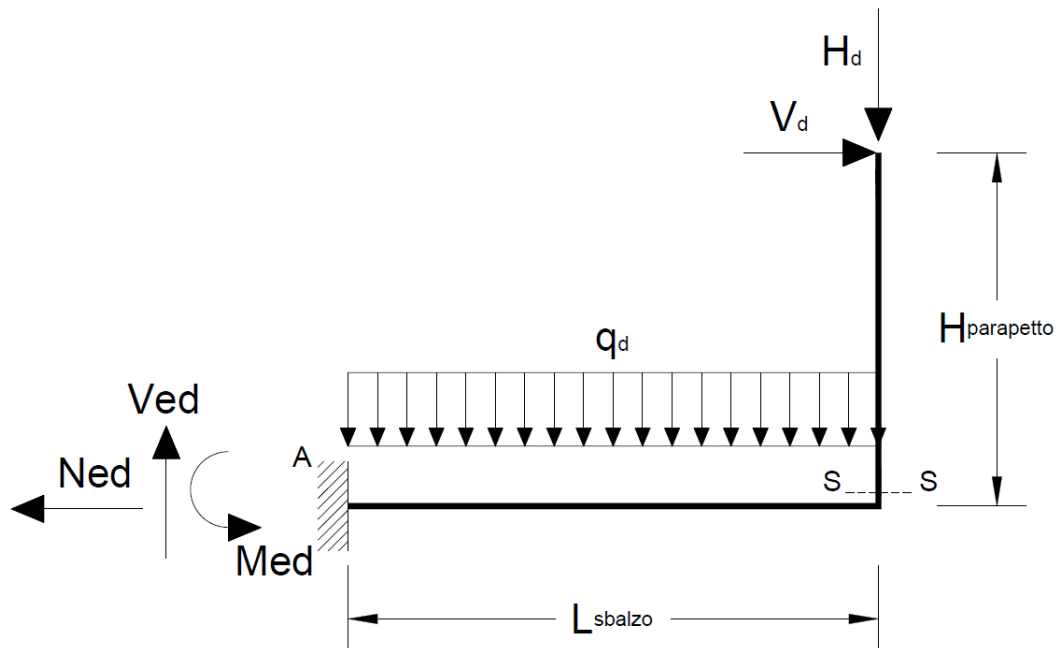
Caratteristica/rara $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j}Q_{k,j}$

Frequente $G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$

Quasi Permanente $G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$

2.3 CALCOLO DELLE REAZIONI VINCOLARI E CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Il calcolo delle reazioni vincolari e delle caratteristiche di sollecitazione della soletta a sbalzo e del relativo parapetto è stato effettuato considerando una striscia di soletta larga 1 m, ed il seguente schema statico:



Schema statico

Le sollecitazioni allo SLU e allo SLE sono state calcolate mediante l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico.

COMBINAZIONE SLU		
Q=	14,57	kN/m ²
interasse calcolo=	1	m
qd=	14,57	kN/m
Vd=	5,65	kN
Hd=	3,00	kN

SOLLECITAZIONI SLU		
Sezione di incastro (A)		
Ned (trazione)	3,00	kN
Med	10,29	kN*m
Ved	15,12	kN
Sezione S-S		
Ned (compressione)	5,65	kN
Med	3,54	kN*m
Ved	3,00	kN

COMBINAZIONE rara		
Q=	10,50	kN/m ²
interasse calcolo=	1	m
qd=	10,50	kN/m
Vd=	4,32	kN
Hd=	1,40	kN

SOLLECITAZIONI SLE - rara		
Sezione di incastro (A)		
Ned (trazione)	1,40	kN
Med	6,68	kN*m
Ved	11,14	kN
Sezione S-S		
Ned (compressione)	4,32	kN
Med	1,65	kN*m
Ved	1,40	kN

COMBINAZIONE frequente		
Q=	8,70	kN/m ²
interasse calcolo=	1	m
qd=	8,70	kN/m
Vd=	4,32	kN
Hd=	1,40	kN

SOLLECITAZIONI SLE - frequente		
Sezione di incastro (A)		
Ned (trazione)	1,40	kN
Med	6,30	kN*m
Ved	9,97	kN
Sezione S-S		
Ned (compressione)	4,32	kN
Med	1,65	kN*m
Ved	1,40	kN

COMBINAZIONE quasi permanente		
Q=	8,30	kN/m ²
interasse calcolo=	1	m
qd=	8,30	kN/m
Vd=	4,32	kN
Hd=	1,20	kN

SOLLECITAZIONI SLE - quasi perm		
Sezione di incastro (A)		
Ned (trazione)	1,20	kN
Med	5,97	kN*m
Ved	9,71	kN
Sezione S-S		
Ned (compressione)	4,32	kN
Med	1,42	kN*m
Ved	1,20	kN

2.4 PROGETTO E VERIFICA DELL'ANCORAGGIO

Dalle tabella soprastante relativa SLU è possibile desumere le reazioni vincolari all'incastro (A). In particolare, le massime sollecitazioni con cui condurre la verifica dell'ancoraggio della soletta di nuova realizzazione a quella esistente e al muro contro terra sottostante in c.a. sono le seguenti:

$$N_{ed} = F_{x\max} = 3,00 \text{ kN (di trazione)}$$

$$V_{ed} = F_{z\max} = 15,12 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = M_{y\max} = 10,29 \text{ kNm}$$

Per il suddetto ancoraggio si prevede la posa in opera di barre di armatura nervate di diametro 10mm, disposte con passo di 100 mm ed ancorate alla soletta e al muro contro terra esistente con n.10 ancoranti al metro tipo HIT-HY 200-A + Rebar 10 mm della Hilti (o corrispondenti di altro fornitore).

La verifica dell'ancoraggio è stata condotta con programma Profis Anchor 2.7.1 fornito dalla Ditta Hilti produttrice degli ancoraggi. La verifica risulta soddisfatta e viene riepilogata dagli estratti di verifica seguenti.




www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

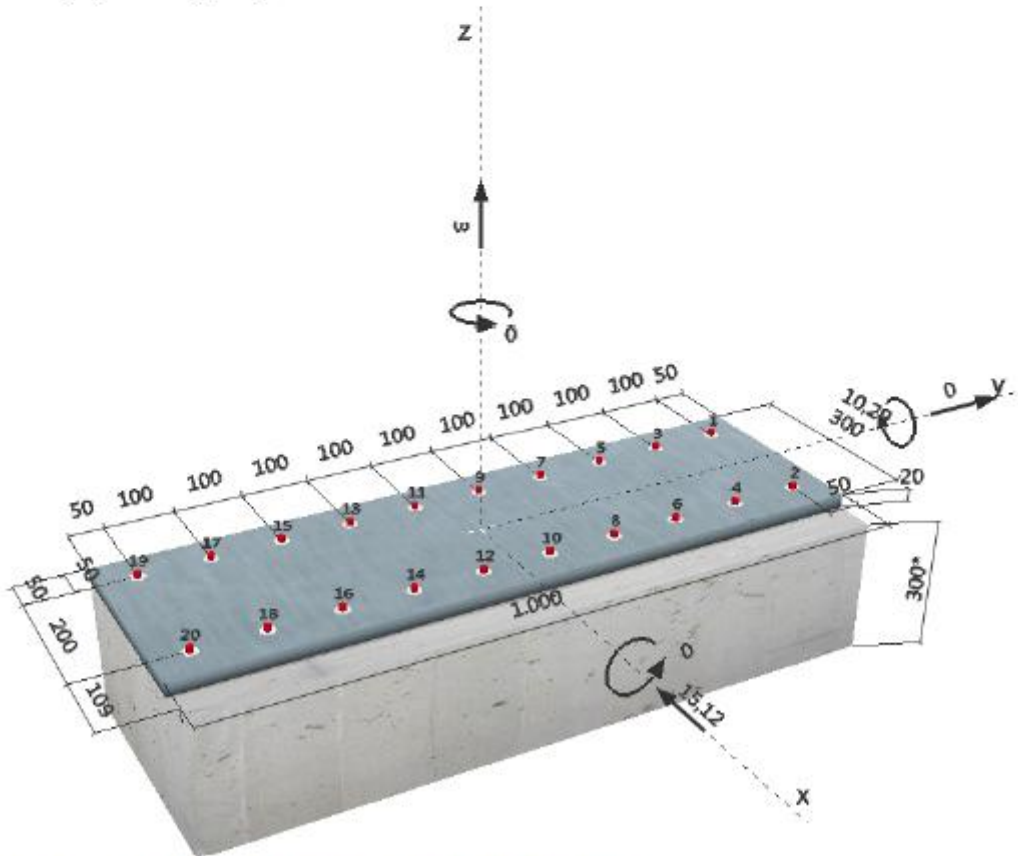
Pagina: 1
Progetto:
Contratto N°:
Data: 14/10/2016

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + Rebar 10mm	
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco		
Profondità di posa effettiva:	$h_{w,act} = 150 \text{ mm}$ ($h_{w,lim} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	B500B	
Certificazione No.:	Dati Tecnici Hilti	
Emesso / Valido:	- / -	
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND	
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 20 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 300 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C16/20, $f_c = 20,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

Schematizzazione 3D dell'ancoraggio



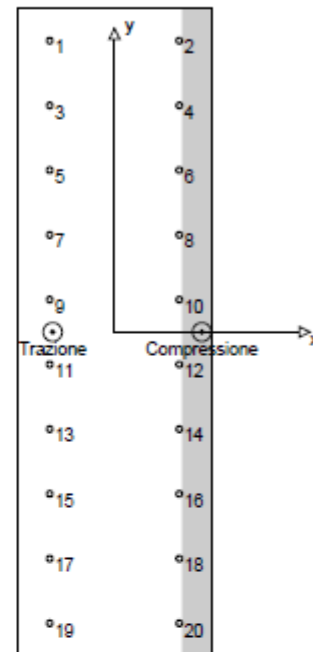
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

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	4,537	0,756	-0,756	0,000
2	0,105	0,756	-0,756	0,000
3	4,537	0,756	-0,756	0,000
4	0,105	0,756	-0,756	0,000
5	4,537	0,756	-0,756	0,000
6	0,105	0,756	-0,756	0,000
7	4,537	0,756	-0,756	0,000
8	0,105	0,756	-0,756	0,000
9	4,537	0,756	-0,756	0,000
10	0,105	0,756	-0,756	0,000
11	4,537	0,756	-0,756	0,000
12	0,105	0,756	-0,756	0,000
13	4,537	0,756	-0,756	0,000
14	0,105	0,756	-0,756	0,000
15	4,537	0,756	-0,756	0,000
16	0,105	0,756	-0,756	0,000
17	4,537	0,756	-0,756	0,000
18	0,105	0,756	-0,756	0,000
19	4,537	0,756	-0,756	0,000
20	0,105	0,756	-0,756	0,000



Compressione max. nel calcestruzzo: 0,06 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 1,92 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-95/0): 46,418 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(135/0): 43,418 [kN]

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β _n [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	4,537	30,714	15	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	46,418	131,589	36	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	46,418	62,915	74	OK
Fessurazione**	46,418	162,477	29	OK

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

3.1 Rottura dell'acciaio

N _{tk,s} [kN]	γ _{M,s}	N _{td,s} [kN]	N _{sd} [kN]
43,000	1,400	30,714	4,537

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

A _{p,N} [mm ²]	A _{d,N} ⁰ [mm ²]	τ _{fk,acc,26} [N/mm ²]	s _{cr,Np} [mm]	c _{cr,Np} [mm]	c _{res} [mm]
356091	47603	12,00	253	126	50
h _{ef} [mm]	c _{cr,Np} [mm]	s _{cr,Np} [mm]			
129	109	218			
ψ _c	τ _{fk,acc} [N/mm ²]	k	ψ _{p,Np} ⁰	ψ _{p,Np}	
0,976	11,71	3,200	2,354	1,231	
e _{c1,N} [mm]	ψ _{ec1,Np}	e _{c2,N} [mm]	ψ _{ec2,Np}	ψ _{ec,Np}	ψ _{ec,Np}
95	0,533	0	1,000	0,838	1,000
N _{tk,p} ⁰ [kN]	N _{tk,p} [kN]	γ _{M,p}	N _{td,p} [kN]	N _{sd} [kN]	
47,587	197,383	1,500	131,589	46,418	

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



www.hilti.it

Profis Anchor 2.7.1

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax: |
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 14/10/2016

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{tr,N}$ [mm]	$s_{tr,N}$ [mm]		
359091	47603	225	450		
h_w [mm]	$c'_{tr,N}$ [mm]	$s'_{tr,N}$ [mm]			
73	109	218			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{s,N}$
95	0,533	0	1,000	0,838	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
10,100	28,014	1,500	62,915	46,418	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{tr,sp}$ [mm]	$s_{tr,sp}$ [mm]	$\Psi_{h,sp}$		
359091	47603	150	300	1,406		
h_w [mm]	$c'_{tr,sp}$ [mm]	$s'_{tr,sp}$ [mm]				
109	109	218				
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{s,N}$	k_1
95	0,533	0	1,000	0,838	1,000	10,100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
51,465	1,500	162,477	46,418			



www.hilti.it

Profis Anchor 2.7.1

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax: |
E-mail:

Pagina: 4
Progetto:
Contratto N°:
Data: 14/10/2016

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,756	14,667	6	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	15,120	235,980	7	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	15,120	30,680	50	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,x}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
22,000	1,500	14,667	0,756

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{tr,N}$ [mm]	$s_{tr,N}$ [mm]	k -factor		
359091	47603	225	450	2,000		
h_w [mm]	$c'_{tr,N}$ [mm]	$s'_{tr,N}$ [mm]				
73	109	218				
$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{s,N}$	
0	1,000	0	1,000	0,838	1,000	
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$V_{Rd,sp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]			
28,014	1,500	235,980	15,120			

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

l [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β		
120	10,0	2,400	0,155	0,072		
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]				
50	75001	11250				
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{s,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{s,V}$	
0,900	1,000	1,000	0	1,000	1,000	
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]			
7,670	1,500	30,680	15,120			



www.hilti.it

Impresa:
 Progettista:
 Indirizzo:
 Telefono / Fax: |
 E-mail:

Pagina:
 Progetto:
 Contratto N°:
 Data: 14/10/2016

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$\begin{aligned} N_{sk} &= 3,361 \text{ [kN]} & \delta_H &= 0,021 \text{ [mm]} \\ V_{sk} &= 1,120 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,056 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{wV} &= 0,060 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Carichi a lungo termine:

$$\begin{aligned} N_{sk} &= 3,361 \text{ [kN]} & \delta_H &= 0,036 \text{ [mm]} \\ V_{sk} &= 1,120 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,090 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{wV} &= 0,096 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

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!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- 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.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) 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)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!

L'ancoraggio risulta verificato!



www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax: |
E-mail:

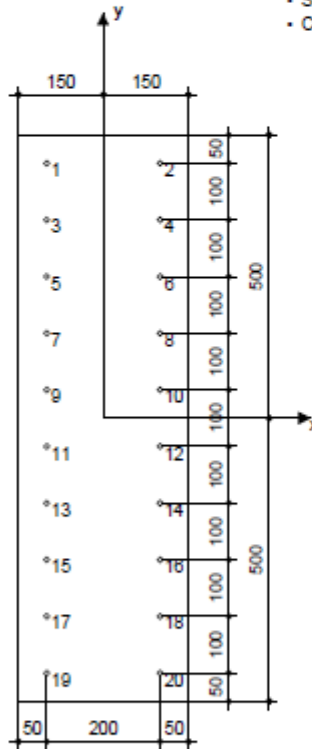
Pagina: 6
Progetto:
Contratto N°:
Data: 14/10/2018

8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
 Profilo: nessun profilo
 Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + Rebar 10mm
 Coppia di serraggio: -
 Diametro del foro nella piastra: $d_f = 10$ mm
 Diametro del foro nel materiale base: 14 mm
 Spessore della piastra (input): 20 mm
 Profondità del foro nel materiale base: 150 mm
 Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
 Spessore minimo del materiale base: 180 mm
 Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione
 Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

8.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Per installazioni profonde è necessario utilizzare l'ugello per iniezione • Seismic/Filling set • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	C_x	C_{rx}	C_y	C_{ry}	Ancorante	x	y	C_x	C_{rx}	C_y	C_{ry}
1	-100	450	50	309	950	50	11	-100	-50	50	309	450	550
2	100	450	250	109	950	50	12	100	-50	250	109	450	550
3	-100	350	50	309	850	150	13	-100	-150	50	309	350	650
4	100	350	250	109	850	150	14	100	-150	250	109	350	650
5	-100	250	50	309	750	250	15	-100	-250	50	309	250	750
6	100	250	250	109	750	250	16	100	-250	250	109	250	750
7	-100	150	50	309	650	350	17	-100	-350	50	309	150	850
8	100	150	250	109	650	350	18	100	-350	250	109	150	850
9	-100	50	50	309	550	450	19	-100	-450	50	309	50	950
10	100	50	250	109	550	450	20	100	-450	250	109	50	950

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

2.5 VERIFICHE DELLA SOLETTA IN C.A.

2.5.1 VERIFICA SLU

Si riportano le verifiche relative allo SLU di resistenza a tenso-flessione ed a taglio relativamente alla sezione di incastro (A) e alla sezione, corrispondente al piede del parapetto S-S. Le sollecitazioni nelle suddette sezioni sono riportate nella seguente tabella:

SOLLECITAZIONI SLU		
Sezione di incastro (A)		
Ned (trazione)	3,00	kN
Med	10,29	kN*m
Ved	15,12	kN
Sezione S-S		
Ned (compressione)	5,65	kN
Med	3,54	kN*m
Ved	3,00	kN

Dai valori sopra riportati si vede che le verifiche sono entrambe soddisfatte, sia per la sezione di incastro che per la sezione S-S, in quanto le resistenze sono sempre maggiore delle azioni sollecitanti.

Verifica tenso-flessione della sezione di incastro A

Nella sezione di incastro si prevede l'impiego di armatura longitudinale principale pari a $\Phi 10/10''$ disposta sia inferiormente che superiormente. In direzione trasversale si impiegano barre longitudinali $\Phi 8/20''$ sia inferiormente che superiormente. Si adotta un copriferro pari a 50 mm. La verifica viene eseguita nelle due sezioni suddette mediante l'ausilio del software Gelfi Vca Slu.

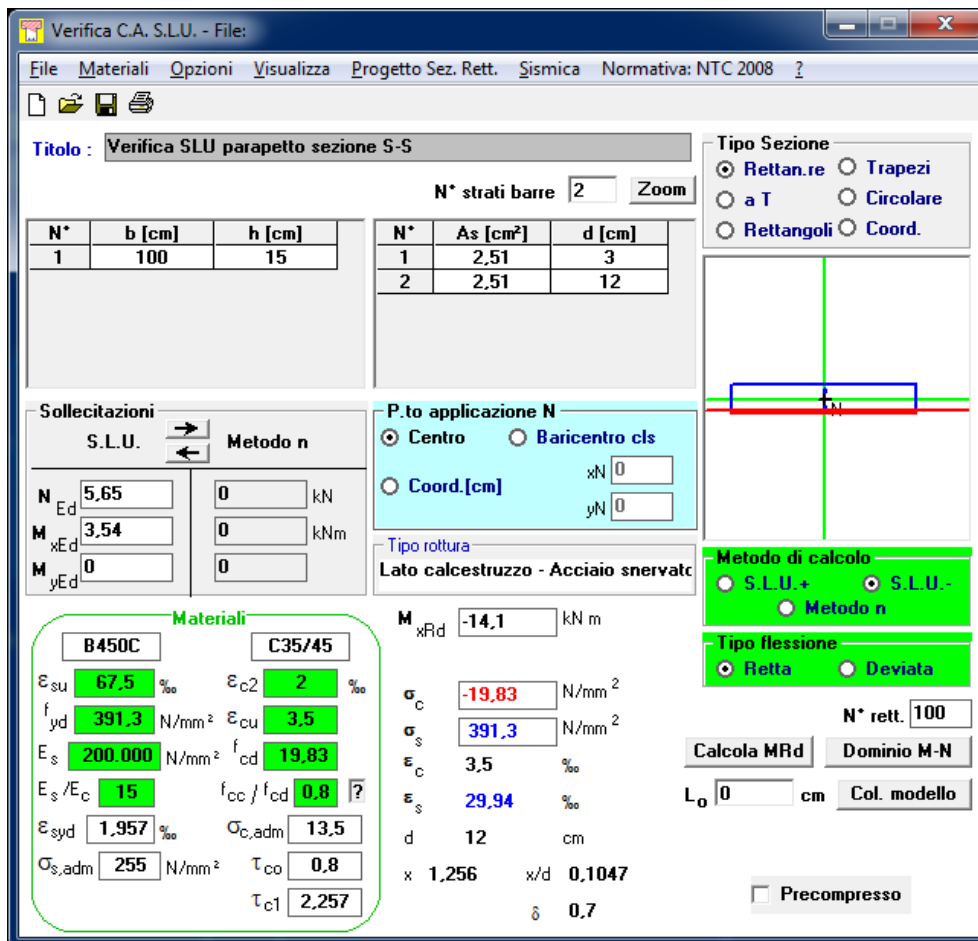
The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Titolo:** Verifica SLU soletta sezione di incastro
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** B450C and C35/45. Properties include $E_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 19,83$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 13,5$, $\tau_{co} = 0,8$, $\tau_{c1} = 2,257$.
- Sollecitazioni (S.L.U.):** $N_{Ed} = -3$ kN, $M_{xEd} = 10,29$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm.
- P.to applicazione N:** Centro.
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta, Deviata.
- Calcoli:** $M_{Rd} = -80,85$ kNm, $\sigma_c = -19,83$ N/mm², $\sigma_s = 391,3$ N/mm², $\epsilon_c = 3,5$ ‰, $\epsilon_s = 21,93$ ‰, $d = 25$ cm, $x = 3,441$, $x/d = 0,1376$, $\delta = 0,7$.

Verifica a tenso-flessione della sezione S-S

Nella sezione S-S si prevede l'impiego di armatura longitudinale principale pari a $\Phi 8/20''$ disposta sia inferiormente che superiormente. Analogamente si utilizza la medesima armatura per la direzione trasversale. Si adotta un copriferro pari a 30 mm.

La verifica viene eseguita nelle due sezioni suddette mediante l'ausilio del software Gelfi Vca Slu.



Dagli esiti delle verifiche a tenso-flessione emerge che per entrambe le sezioni le verifiche sono soddisfatte.

Verifica a taglio

Si effettua la verifica delle medesime sezioni precedentemente dette facendo riferimento al taglio resistente per elementi non armati a taglio. Tali verifiche sono soddisfatte per entrambe le sezioni considerate come si evince dall'esito delle verifiche.

Verifica elementi non armati a taglio					
Dati della soletta			Dati del muretto del parapetto		
fck (Mpa)	35		fck (Mpa)	35	
bw(mm)	1000		bw(mm)	1000	
h(mm)	300		h(mm)	150	
c(mm)	50		c(mm)	40	
d (mm)	250		d (mm)	110	
As tesa (cm ²)	10Φ10	7,85	As tesa (cm ²)	5Φ8	2,50

k (<=2)	1,894	VERO
ρl (<0,02)	0,003	VERO
CRd,c	0,120	(γc=1,5)

k (<=2)	1,909	VERO
ρl (<0,02)	0,002	VERO
CRd,c	0,120	(γc=1,5)

Verifica a taglio sezione di incastro	
Vsdmax (KN)	15,12
Vrd,c (KN)	126,36
Vrd,cmin (KN)	134,98
Vsdmax < max(Vrdcmin,Vrdc)	VERO

Verifica a taglio sezione S-S	
Vsdmax (KN)	3,00
Vrd,c (KN)	50,30
Vrd,cmin (KN)	60,08
Vsdmax < max(Vrdcmin,Vrdc)	VERO

Armatura a taglio non necessaria

Armatura a taglio non necessaria

2.5.2 VERIFICA SLE

Si riportano di seguito le seguenti verifiche allo SLE:

- SLE di controllo delle tensioni
 - $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica
 - $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica
 - $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente
- SLE di deformazione per combinazione quasi permanente
- SLE di fessurazione per combinazione frequente e quasi permanente

SLE controllo delle tensioni

Si riportano le tabelle relative alle sollecitazioni nelle due combinazioni di carico e le conseguenti verifiche eseguite nelle sezioni di incastro ed S-S.

SOLLECITAZIONI SLE - rara		
Sezione di incastro (A)		
Ned (trazione)	1,40	kN
Med	6,68	kN*m
Ved	11,14	kN
Sezione S-S		
Ned (compressione)	4,32	kN
Med	1,65	kN*m
Ved	1,40	kN

SOLLECITAZIONI SLE - quasi perm		
Sezione di incastro (A)		
Ned (trazione)	1,20	kN
Med	5,97	kN*m
Ved	9,71	kN
Sezione S-S		
Ned (compressione)	4,32	kN
Med	1,42	kN*m
Ved	1,20	kN

VERIFICA TENSIONI SEZIONE DI INCASTRO

COMBINAZIONE rara

Ned (trazione)	1,40	kN	$\sigma_c =$	0,86	Mpa	$\leq \sigma_{c,amm} =$	21	Mpa	Verifica soddisfatta
Med	6,68	kN*m	$\sigma_s =$	38,47	Mpa	$\leq \sigma_{s,amm} =$	360	Mpa	Verifica soddisfatta

COMBINAZIONE quasi permanente

Ned (trazione)	1,20	kN	$\sigma_c =$	0,77	Mpa	$\leq \sigma_{c,amm} =$	15,75	Mpa	Verifica soddisfatta
Med	5,97	kN*m	$\sigma_s =$	34,35	Mpa	$\leq \sigma_{s,amm} =$	360	Mpa	Verifica soddisfatta

VERIFICA TENSIONI SEZIONE S-S

COMBINAZIONE rara

Ned (compressione)	4,32	kN	$\sigma_c =$	-1,11	Mpa	$\leq \sigma_{c,amm} =$	21	Mpa	Verifica soddisfatta
Med	1,65	kN*m	$\sigma_s =$	49,64	Mpa	$\leq \sigma_{s,amm} =$	360	Mpa	Verifica soddisfatta

COMBINAZIONE quasi permanente

Ned (compressione)	4,32	kN	$\sigma_c =$	0,95	Mpa	$\leq \sigma_{c,amm} =$	15,75	Mpa	Verifica soddisfatta
Med	1,42	kN*m	$\sigma_s =$	41,46	Mpa	$\leq \sigma_{s,amm} =$	360	Mpa	Verifica soddisfatta

SLE di deformazione

Si riporta la tabella relativa alla verifica nella combinazione di carico quasi permanente eseguita nella sezione di incastro:

Armatura soletta in campata			
armatura inferiore	10φ10 al m	7,85 cm ²	As,eff
armatura superiore (longitudinale in campata se presente + rete)	10φ10 al m	7,85 cm ²	

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] \quad (C4.1.13)$$

$$A_{s,calc} = 1 \text{ cm}^2$$

$$k = \text{PIASTRE INCERNIERATE} = 1$$

$$\lambda = l/h = 2,16666667 \leq 140,39 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Tabella C4.1.I Valori di K e snellezze limite per elementi inflessi in c.a. in assenza di compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato ρ=1,5%	Calcestruzzo poco sollecitato ρ=0,5%
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24

SLE di fessurazione

Si riporta la tabella relativa alla verifica nelle combinazioni di carico frequente e quasi permanente eseguita nelle sezioni di incastro e S-S:

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE S-S
--

DATI	
h=	300 mm
b=	1000 mm
d'=	50 mm
d=	250 mm
f _{ck} =	35 Mpa
f _{yk}	450 Mpa
E _{cm} =	34077 Mpa
E _s =	210000 Mpa

ARMATURA TESA	
n ferri	10
D ferri	10 mm
n ferri	0
D ferri	14 mm
As=	785 mm ²

CALCOLO AMPIEZZA FESSURE-COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
Ned (compressione)	4,32	kN	
Med	1,42	kN*m	
durata carico	LUNGA		
$X_{(asse\ neutro)}=$	84,65	mm	- da calcolare con GELfi
$\sigma_s=$	34,35	Mpa	
f_{ctm}	3,2	Mpa	
$Kt=$	0,4		
$h_{C,EFF}$	71,78333	mm	
$A_{C,EFF}$	71783,33	mm ²	
$\rho_{,EFF}$	0,010936		
α_e	6,16		
ξ_{sm}	9,81E-05	-0,00043 9,81E-05	
ϕ_{eq}	10		
k1	0,8	BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA	
k2	0,5	FLESSIONE SEMPLICE	
k3	3,4		
k4	0,425		
$\Delta s_{,max}$	325,4544		
IN FUNZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI		AGGRESSIVE	
(armatura poco sensibile)			
wd	0,031941 <	wmax =	0,2 Verifica soddisfatta

CALCOLO AMPIEZZA FESSURE-COMBINAZIONE FREQUENTE			
Ned (compressione)	4,32	kN	
Med	1,65	kN*m	
durata carico	LUNGA		
$X_{(asse\ neutro)}=$	81,21	mm	- da calcolare con GELfi
$\sigma_s=$	36,33	Mpa	
f_{ctm}	3,2	Mpa	
$Kt=$	0,4		
$h_{C,EFF}$	72,93	mm	
$A_{C,EFF}$	72930	mm ²	
$\rho_{,EFF}$	0,010764		
α_e	6,16		
ξ_{sm}	0,000104	-0,00043 0,000104	
ϕ_{eq}	10		
k1	0,8	BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA	
k2	0,5	FLESSIONE SEMPLICE	
k3	3,4		
k4	0,425		
$\Delta s_{,max}$	327,9376		
IN FUNZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI		AGGRESSIVE	
(armatura poco sensibile)			
wd	0,03404 <	wmax =	0,3 Verifica soddisfatta

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE S-S

DATI	
h=	300 mm
b=	1000 mm
d'=	50 mm
d=	250 mm
fck=	35 Mpa
fyk	450 Mpa
Ecm=	34077 Mpa
Es=	210000 Mpa

ARMATURA TESA	
n ferri	5
D ferri	8 mm
n ferri	0
D ferri	14 mm
As=	251 mm ²

CALCOLO AMPIEZZA FESSURE-COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Ned (compressione)	4,32 kN
Med	1,42 kN*m

durata carico **LUNGA**

X_(asse neutro)= **30,62** mm - da calcolare con GELfi

σ_s= 41,46 Mpa

f_{ctm} 3,2 Mpa

Kt= 0,4

h_{C,EFF} 89,79333 mm

A_{C,EFF} 89793,33 mm²

ρ 0,002798

αe 6,16

ξ_{sm} 0,000118 -0,00203
0,000118

φ_{eq} 8

k1 0,8 BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA

k2 0,5 FLESSIONE SEMPLICE

k3 3,4

k4 0,425

Δs,max 656,1423

IN FUNZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI

AGGRESSIVE

(armatura poco sensibile)

wd 0,077725 < wmax = 0,2

Verifica soddisfatta

CALCOLO AMPIEZZA FESSURE-COMBINAZIONE FREQUENTE			
Ned (compressione)	4,32	kN	
Med	1,65	kN*m	
durata carico	LUNGA		
$X_{(asse\ neutro)}=$	30,13	mm	- da calcolare con GELfi
$\sigma_s=$	49,64	Mpa	
f_{ctm}	3,2	Mpa	
Kt=	0,4		
$h_{c,EFF}$	89,95667	mm	
$A_{c,EFF}$	89956,67	mm ²	
$\rho_{,EFF}$	0,002792		
α_e	6,16		
ξ_{sm}	0,000142	-0,00199	
		0,000142	
ϕ_{eq}	8		
k1	0,8	BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA	
k2	0,5	FLESSIONE SEMPLICE	
k3	3,4		
k4	0,425		
$\Delta s_{,max}$	657,0265		
IN FUNZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI		AGGRESSIVE	
(armatura poco sensibile)			
wd	0,093185	<	wmax = 0,3
			Verifica soddisfatta

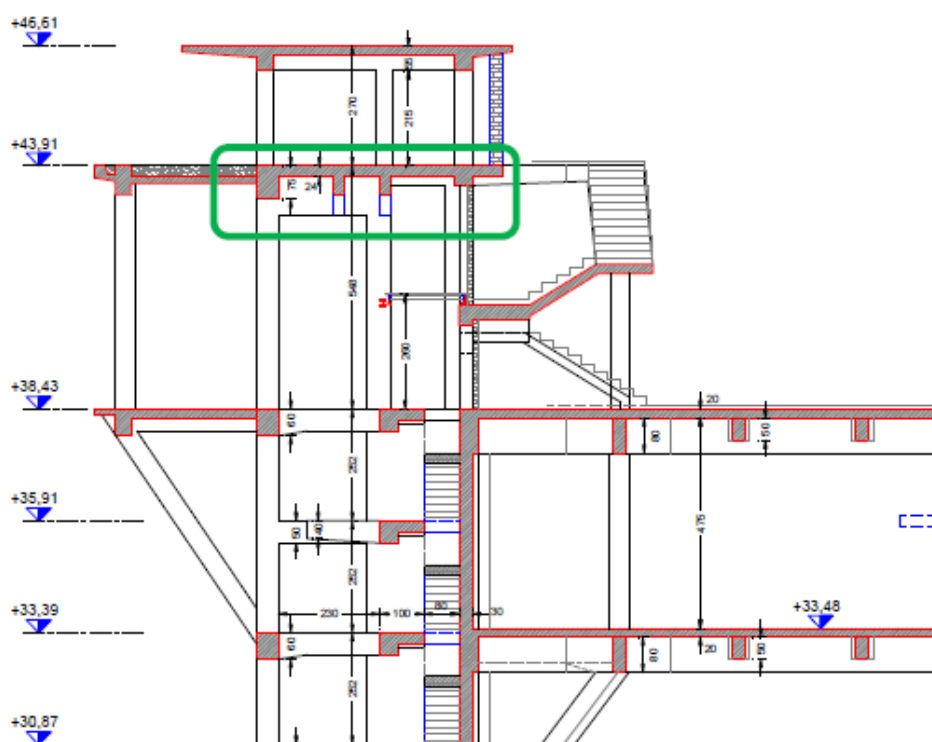
Le verifiche sono tutte soddisfatte per cui l'intervento è correttamente dimensionato nei confronti delle sollecitazioni di progetto agenti.

3. VERIFICHE RINFORZO A TAGLIO DI TRAVI E PILASTRI

Le verifiche a taglio sono state effettuate in corrispondenza degli elementi indicati nella relazione di verifica a firma dell'Ing Balducci come elementi tozzi che sono risultati soggetti a sollecitazioni di taglio molto elevate. L'indicazione degli elementi che possono andare in crisi a taglio è riportata al par 10.2 "Verifica elementi fragili" della suddetta relazione, a seguito della verifica di vulnerabilità sismica della struttura commissionata dal Comune di Ancona all'Ing Balducci. L'intervento di fasciatura di tali elementi strutturali è del tutto compatibile con le ipotesi di intervento suggerite dallo stesso professionista al par. 12 della sua relazione.

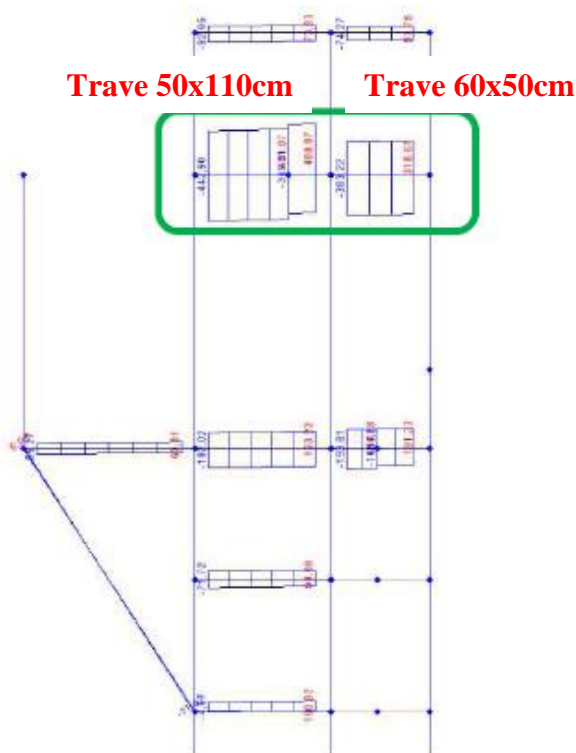
3.1 VERIFICHE A TAGLIO TRAVI 50x110cm e 60x50cm

Si riporta l'esito delle verifiche a taglio delle travi che possono manifestare un comportamento fragile, come individuate nella relazione a firma dell'Ing. Balducci e dall'estratto di sezione che si riporta a seguire.



Sezione con indicate le travi che vanno in crisi per taglio estratta dalla relazione di calcolo dell'Ing Balducci

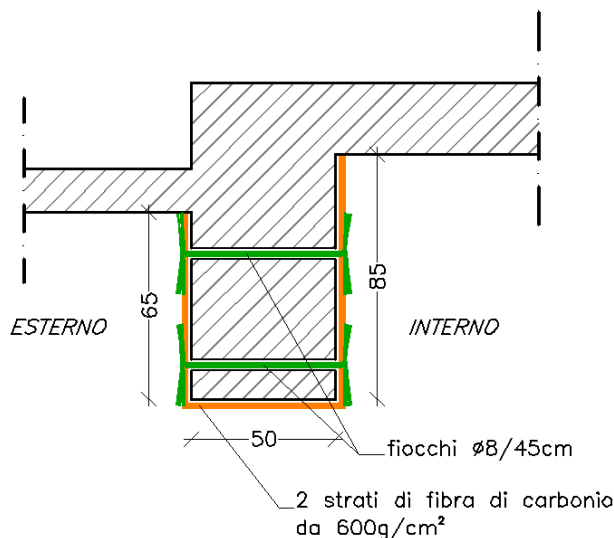
Per le travi indicate, il taglio sollecitante è pari a $V_{sd} = 488,07$ kN per la trave 50x110cm e pari a $V_{sd} = 383,22$ kN per la trave 60x50cm, come da schema del taglio sottostante, estratto dalla relazione di verifica dell'Ing Balducci.



Schema del taglio con indicate le travi che vanno in crisi per taglio- estratto dalla relazione dell'Ing Balducci

2.5.1 TRAVE 50x110CM


In progetto si prevede di rinforzare a taglio le due travi indicate nella relazione dell'Ing Balducci mediante applicazione di fasce in fibra di carbonio del tipo MapeWrap C UNI-AX 600 – E256 come da specifiche tecniche indicate nella relazione sui materiali. Le fasciature vengono disposte ad U, in modo continuo, sovrapponendo due strati di fibre. Le due facce contrapposte fibrorinforzate vengono inoltre collegate trasversalmente da due file di fiocchi sempre in carbonio, come raffigurato dalla sezione che segue. Per un dettaglio più accurato dell'intervento si rimanda alle tavole grafiche di progetto.




Dettaglio dell'intervento - sezione

La resistenza delle fibre è stata calcolata con apposito foglio di calcolo Excel fornito dalla stessa casa produttrice del prodotto (Mapei Spa). Si riporta a seguire il foglio di calcolo suddetto con il relativo esito delle verifiche.

Vers. ACALE Settembre 2016



MAPEI
ADESIVI SIGILLANTI PRODOTTI CHIMICI PER L'EDILIZIA



D.I.ST.
Dipartimento di Strutture per
l'Ingegneria e l'Architettura
Università di Napoli "Federico II"

Cliente: Ing. Mario Rossi

Cantiere: Via Mario Rossi, 4 - 80100 Napoli

Rif. Strutt.: 58-T316

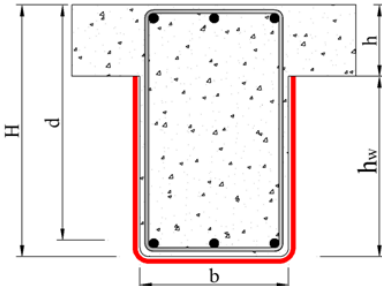
Dati di Input	
Base (B)	500 mm
Altezza Totale (H)	1100 mm
Altezza Soletta (h)	250 mm
Altezza utile (d)	1050 mm
Copriferro (c ₁ =c ₂)	50 mm
D staffe	Φ 8
A staffe	50 mm ²
Passo	300 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN

Materiali				
	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	
Calcestruzzo	29.53 MPa	16.41	f _{ct}	21.53 MPa
			f _{cm}	2.32 MPa
Acciaio	490 MPa	355	γ _c	1.5
			γ _s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 600 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longitudinale	Continuo
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Esterna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	γ _{t,d} Coefficiente parziale per i materiali	1.5
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati [n _l]	2
ε rottura, ε _{frp,u}	0.021		
spessore [t _l]	0.328 mm		
min{0,5d; 3b _l ; b _l +200}	3 mm		
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		

Fase di calcolo	
A _{sv}	100 mm ²
ω _{sv}	0.0145
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1.000
v	0.50
α _c	1.000
γ _{R,d} Coefficiente parziale per i modelli	1.2
γ _{sa} Fattore di conversione ambientale	0.85
f _{td} Tensione ultima di delaminazione	4126 MPa
k _G	0.0370
k _b	1.00
Φ _R	0.264
min {0,9d ; h _{sv} }	850 mm
Spessore Totale [t _{rx,nl}]	0.656 mm
γ _f Coefficiente parziale	1.1
γ _{t,d} Coefficiente parziale per i materiali	1.5
f _{td} Resistenza di prog. alla delaminazione	298 MPa
Γ _{fd} Energia Specifica di Frattura	0.2553
s _u	0.25
f _{td}	2.04
l _a lunghezza efficace di ancoraggio	200.0 mm
f _{td} Resistenza efficace di calcolo	274 MPa
f _{td,rid} Resistenza di progetto ridotta	298 MPa
V_{Rd,f} = 283.4 kN	



$$k_b = \sqrt{\frac{\frac{b_f}{b}}{2 - \frac{b_f}{b} + \frac{b_f}{b}}} \geq 1 \quad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2 + 1.6 \frac{f_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{f_c}{b} \leq 0.5, \quad 4.23$$

$$\Gamma_{fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} \quad 4.2$$

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_t \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad 4.4$$

$$l_{ad} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{sa} \cdot f_{td}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_t \cdot t_f \cdot \Gamma_{fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} \quad 4.1$$

$$f_{td} = f_{td,rid} \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ad} \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{td} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad 4.19$$

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \} \quad 4.18$$

Il contributo resistente offerto dalle fibre è pari a $V_{Rd,f} = 283,4 \text{ kN}$.

A tale contributo va sommata la resistenza offerta dalle staffe come indicata dalla formula 4.1.18 delle NTC 2008 che per il caso in esame risulta essere pari a $V_{Rsd,s} = 112,38 \text{ kN}$ ed il contributo del calcestruzzo non armato a taglio, come indicato dalla formula 4.1.19 delle NTC2008 che per il caso in esame risulta essere pari a $V_{Rcd} = 156,33 \text{ kN}$.

La resistenza totale a taglio, data dalla somma dei tre contributi, è quindi pari a:

$$V_{Rd,f+s+c} = V_{Rd,f} + V_{Rsd,s} + V_{Rcd} = 283,4 + 112,38 + 156,33 = 552,07 \text{ kN}$$

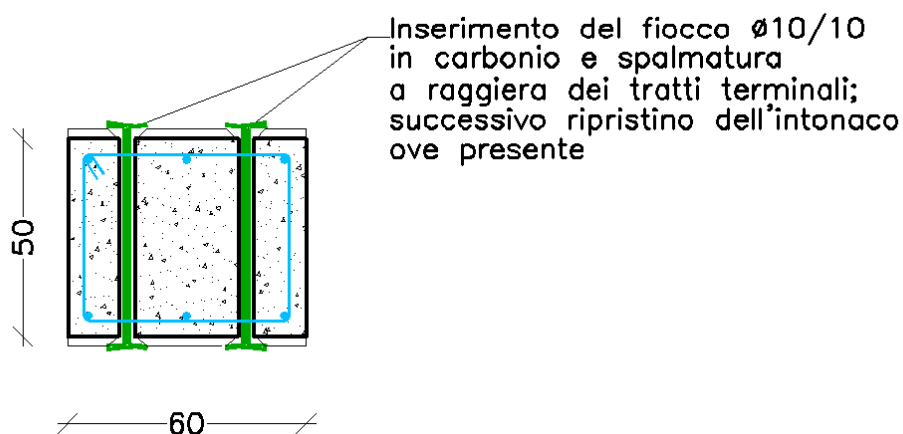
Tale contributo va confrontato con la resistenza del calcestruzzo per elementi senza armatura trasversale resistente a taglio, come indicato dalla formula 4.1.14 delle NTC 2008 e che risulta per il caso in questione essere pari a $V_{rd,c} = 1.937,91 \text{ kN}$

La resistenza a taglio della sezione sarà quindi pari a: $V_{Rd} = \min(V_{Rd,f+s+c}; V_{rd,c}) = 552,07 \text{ kN}$

Poiché il contributo resistente a taglio ($V_{Rd} = 552,07 \text{ kN}$) è maggiore del taglio sollecitante ($V_{sd} = 488,07 \text{ kN}$), la verifica risulta soddisfatta. Pertanto, si può concludere che l'intervento con le fasce in fibra di carbonio risulta adeguato a garantire una resistenza a taglio delle travi sufficiente ad evitarne il collasso a taglio.

2.5.2 TRAVE 50x60cm

In progetto si prevede di rinforzare a taglio la trave mediante inserimento di fiocchi in fibra di carbonio $\phi 10$, su due file, con passo pari a 10cm, come raffigurato dalla sezione che segue. Per un dettaglio più accurato dell'intervento, si rimanda alle tavole grafiche di progetto.



Dettaglio dell'intervento - sezione

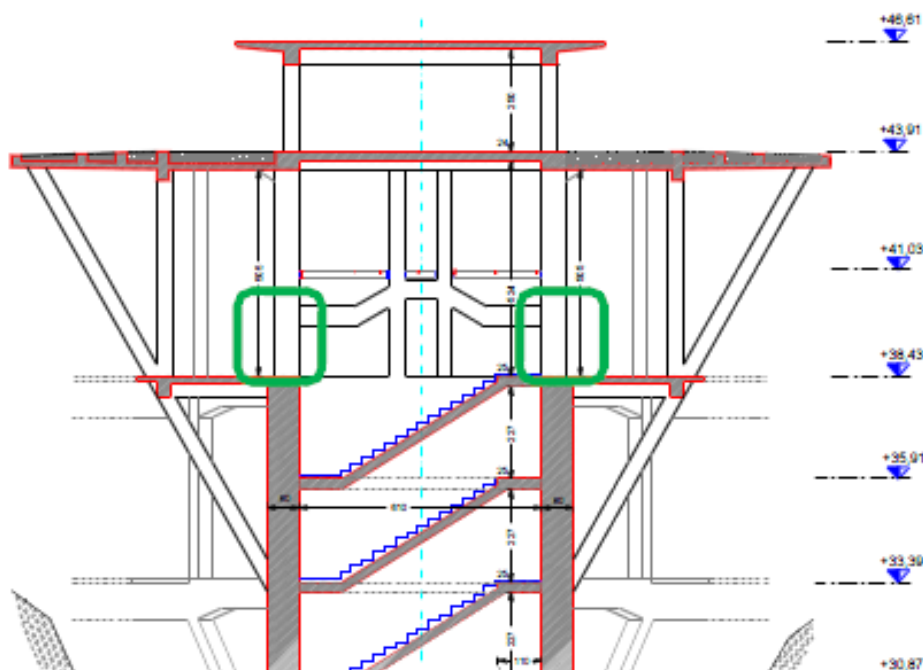
L'introduzione dei fiocchi in carbonio di diametro 10mm ad un passo di 10cm implica un taglio resistente, dovuto al solo contributo dei fiocchi, pari a:

$$\begin{aligned} V_d \text{ fiocchi} &= A_s \text{ fiocchi} / s * 0,9 * d * f_{yd} \text{ fiocchi} = A_s \text{ fiocchi} / s * 0,9 * d * (4830 * \eta_a / (\gamma_{Rd} * \gamma_m)) = \\ &= (2 * 26,79 \text{ mm}^2 / 10 \text{ cm}) * 0,9 * 45 \text{ cm} * (4830 \text{ N/mm}^2 * 0,85 / (1,20 * 1,25)) = 593.920 \text{ N} = 593,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

Poiché il contributo resistente a taglio offerto dai fiocchi ($V_{d \text{ fiocchi}} = 593,92 \text{ kN}$) è maggiore dell'azione tagliante ($V_{sd} = 383,22 \text{ kN}$), la verifica risulta soddisfatta. Pertanto, si può concludere che l'intervento con i fiocchi in fibra di carbonio risulta adeguato a garantire una resistenza a taglio delle travi sufficiente ad evitarne il collasso a taglio.

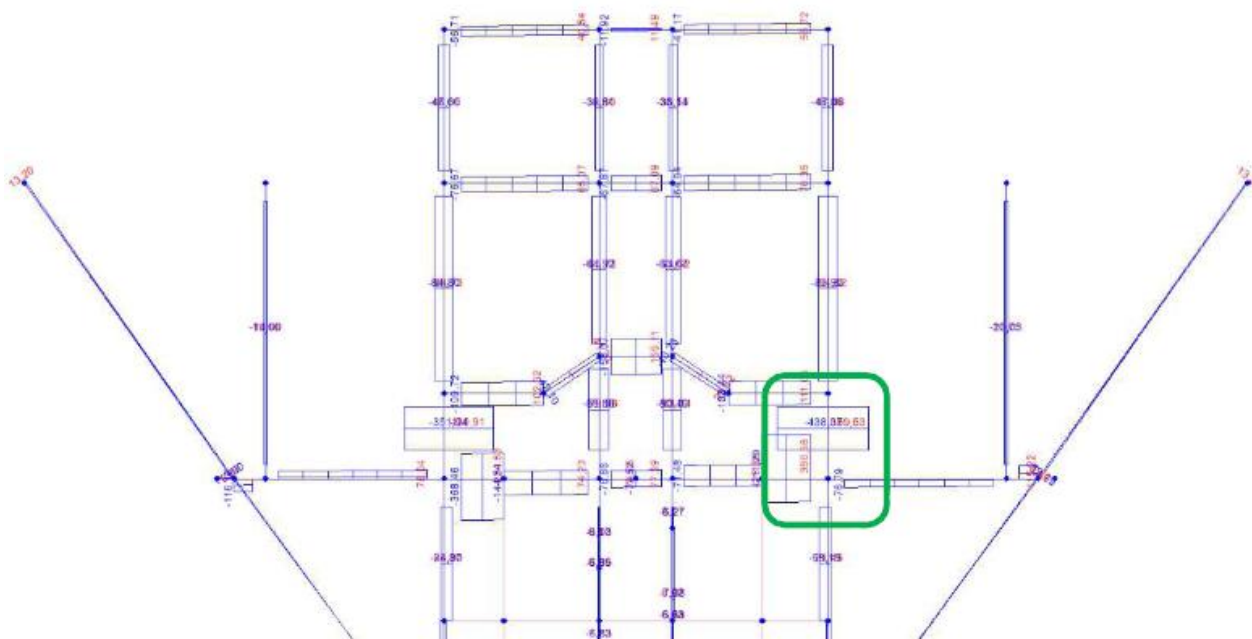
3.1 VERIFICHE A TAGLIO PILASTRO 60x60cm

Si riporta l'esito delle verifiche a taglio dei pilastri che possono manifestare un comportamento fragile, come individuate nella relazione a firma dell'Ing. Balducci al paragrafo 10.2 e dall'estratto di sezione che si riporta a seguire.



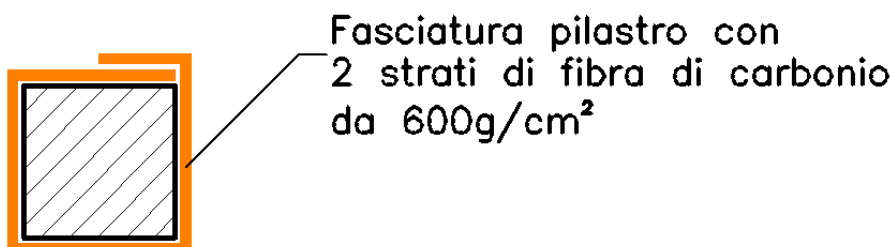
Sezione con indicati i pilastri che vanno in crisi per taglio estratta dalla relazione di calcolo dell'Ing Balducci

Per i pilastri indicati, il taglio sollecitante è pari a $V_{sd} = 438,07 \text{ kN}$, come da schema del taglio riportato nella relazione dell'Ing Balducci.



Schema del taglio con indicato il pilastro con le sollecitazioni max- estratto dalla relazione dell'Ing Balducci

In progetto si prevede di rinforzare a taglio i due pilastri indicati nella relazione dell'Ing Balducci mediante applicazione di fasce in fibra di carbonio del tipo MapeWrap C UNI-AX 600 – E256 come da specifiche tecniche indicate nella relazione sui materiali. Le fasciature vengono disposte ad U, in modo continuo, sovrapponendo due strati di fibre, come raffigurato dalla sezione che segue. Per un dettaglio più accurato dell'intervento, si rimanda alle tavole grafiche di progetto.



Dettaglio dell'intervento - sezione

La resistenza delle fibre è stata calcolata con apposito foglio di calcolo Excel fornito dalla stessa casa produttrice del prodotto (Mapei Spa). Si riporta a seguire il foglio di calcolo suddetto con il relativo esito delle verifiche.

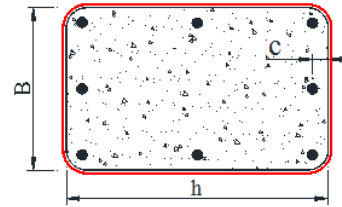
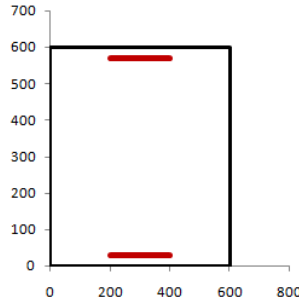


D.I.ST.

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura
Università di Napoli "Federico II"

Cliente: Ing. Mario Rossi | Cantiere: Via Mario Rossi, 4 - 80100 Napoli | Rif. Strutt. 58-T316

Dati di Input	
Base (B)	600 mm
Altezza (h)	600 mm
Altezza utile (d)	570 mm
Copriferro (c ₁ =c ₂)	30 mm
D staffe	Φ 8
A staffe	50.27
Passo	300 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	181 kN



Materiali				
	Medie	Calcolo	FC	1.20
Calcestruzzo [MPa]	29.53	16.41	f _{ck}	21.53 MPa
			f _{ctm}	2.32 MPa
Acciaio [MPa]	460	333	γ _c	1.5
			γ _s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 600 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longitudinale	Continuo
Tipologia di rinforzo trasversale	in avvolgimento
Esposizione	Esterna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	γ _{f,d} Coefficiente parziale per i materiali	1.2
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati (n _f)	2
ε rottura, ε _{frp,u}	0.021		
spessore	0.328 mm		
min {0,5d; 3b _f b _f +200}	3 mm		
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		

Fase di calcolo	
A _{sv}	100 mm ²
ω _{sv}	0.0113
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1.000
v	0.50
α _c	1.031
γ _{R,d} Coefficiente parziale per i modelli	1.2
η _a Fattore di conversione ambientale	0.85
f _{fd} Tensione ultima di delaminazione	4126 MPa
k _G	0.0370
k _b	1.00
Φ _R	0.253
min {0,9d; h _m }	513 mm
t _f Spessore Totale	0.656
γ _f Coefficiente parziale	1.1
γ _{f,d} Coefficiente parziale per i materiali	1.2
f _{fd} Resistenza di prog. alla delaminazione	372.0 MPa
Γ _{fd} Energia Specifica di Frattura	0.255
s _u	0.25
f _{bd}	2.04
l _e lunghezza efficace di ancoraggio	180.17 mm
f _{bd} Resistenza efficace di calcolo	568.65 MPa
V _{Rd,f}	318.9 kN

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{f}{b}}} \geq 1 \quad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{f_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{f_c}{b} \leq 0.5, \quad 4.23$$

$$\Gamma_{fd} = \frac{k_b \cdot k_a}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{cm}} \quad 4.1$$

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad 4.4$$

$$l_d = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{fd} \cdot f_{fd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} \quad 4.1$$

$$f_{sd} = f_{fd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_e\}} \right] + \frac{1}{2} \cdot (\phi_k \cdot f_u - f_{sd}) \cdot \left[1 - \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_e\}} \right] \quad 4.22$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{sd} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b}{p_f}, \quad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V _{Rsd} = 57.3 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V _{Rcd} = 1301.1 kN	Contributo del calcestruzzo
V _{Rd,sezione non rinforzata} = 57.27 kN	Resistenza della sezione non rinforzata
V _{Rd} = 376.22 kN	Resistenza a taglio della sezione rinforzata

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rds}, V_{Rd,f}, V_{Rdc} \} \quad 4.18$$

Il contributo resistente offerto dalle fibre è pari a $V_{Rd,f} = 318,9 \text{ kN}$.

A tale contributo va sommata la resistenza offerta dalle staffe come indicata dalla formula 4.1.18 delle NTC 2008 che per il caso in esame risulta essere pari a $V_{Rsd,s} = 57,30 \text{ kN}$ ed il contributo del calcestruzzo non armato a taglio, come indicato dalla formula 4.1.19 delle NTC2008 che per il caso in esame risulta essere pari a $V_{Rcd} = 147,08 \text{ kN}$.

La resistenza totale a taglio, data dalla somma dei tre contributi, è quindi pari a:

$$V_{Rd,f+s+c} = V_{Rd,f} + V_{Rsd,s} + V_{Rcd} = 318,9 + 57,30 + 147,08 = 523,28 \text{ kN}$$

Tale contributo va confrontato con la resistenza del calcestruzzo per elementi senza armatura trasversale resistente a taglio, come indicato dalla formula 4.1.14 delle NTC 2008 e che risulta per il caso in questione essere pari a $V_{rd,c} = 1.262,4 \text{ kN}$

La resistenza a taglio della sezione sarà quindi pari a: $V_{Rd} = \min(V_{Rd,f+s+c}; V_{rd,c}) = 523,28 \text{ kN}$

Poiché il contributo resistente a taglio ($V_{Rd} = 523,28 \text{ kN}$) è maggiore del taglio sollecitante ($V_{sd} = 438,07 \text{ kN}$), la verifica risulta soddisfatta. Pertanto, si può concludere che l'intervento con le fasce in fibra di carbonio risulta adeguato a garantire una resistenza a taglio delle travi sufficiente ad evitarne il collasso a taglio.

Ancona, ottobre 2016.

ACALE S.R.L.
Il direttore tecnico
Ing. Andrea Mondini
(tecnico individuato dal RTP per la progettazione strutturale)