



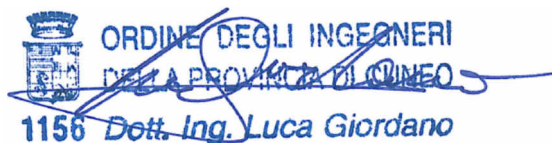
Comune di Valtournenche
Piazza della Chiesa n. 1

LAVORI PER L'ADEGUAMENTO STRUTTURALE ANTISISMICO E LA MESSA A NORMA ANTINCENDIO DELLA SCUOLA MEDIA IN FRAZIONE CRETAZ DEL COMUNE DI VALTOURNENCHE



Via Sebastiano Caboto 18/A – 10129 Torino
Tel: 0115684183 - Fax: 011-2274394
e-mail: aliseas@aliseasrl.eu
PEC: alisea@pec.aliseasrl.eu

Prof. Ing. Luca Giordano



Relazione tecnica

CONSIDERAZIONI SULLA FONDATEZZA DELLE RISERVE E SULLA
METODOLOGIA DI RINFORZO

CODICE ELABORATO 163_R_002_A

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	19-11-2018	Emissione	LGR	LGR	LGR

NOME DEL FILE: 163_R_002_A.docx

INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	RISERVE DEL 01/12/2017	3
3.	NOTA DI CALCOLO DEL PROGETTISTA	6
4.	NOTA DI CALCOLO DELL'IMPRESA	8
5.	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL METODOLOGIA DI RINFORZO	9
6.	CONCLUSIONI	12

1. PREMESSA

Il comune di Valtournenche, con Determina N. 206 del 08/10/2018, ha affidato alla società Alisea srl nella persona del sottoscritto Prof. Luca Giordano, il controllo dell'impostazione generale del progetto dei "Lavori per l'adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del comune di Valtournenche", nonché la valutazione della fondatezza delle criticità messe in luce dall'Impresa aggiudicataria dei lavori stessi.

Lo scrivente ha effettuato un sopralluogo in sito in data 17 ottobre 2018 alla presenza della Direzione Lavori (ing. Corrado Trasino) e dell'Impresa aggiudicataria dei lavori (rappresentata dall'ing. Carlo Cambieri), ed ha emesso una prima relazione in data 24 ottobre 2018 relativa a quanto emerso dal sopralluogo e dalla verifica dell'impostazione generale del progetto. In particolare, il sopralluogo ha messo in evidenza la presenza di situazioni anomale in corrispondenza di alcune colonne dell'edificio che sono state interessate da severi danneggiamenti (taglio delle armature longitudinali) presumibilmente a seguito di precedenti lavori di modifica dell'impianto di riscaldamento ed elettrico. Tali danneggiamenti, di carattere prevalentemente puntuale, non potevano essere ipotizzati nella fase di elaborazione del progetto di adeguamento e anche le indagini sulle strutture non potevano metterle in luce se non casualmente. L'analisi del progetto ha messo in luce una corretta impostazione generale dello stesso con la presenza di alcuni punti deboli: la mancata caratterizzazione del materiale delle barre da cemento armato (con la conseguente assunzione di un tipo di materiale che con ogni probabilità non corrisponde a quanto presente in sito), la mancata caratterizzazione del terreno di fondazione (con l'impossibilità di sviluppare la verifica geotecnica da un punto di vista numerico) e l'ipotesi di collegamento rigido fra vano ascensore (realizzato con l'ampliamento del 1998) e il corpo principale dell'edificio.

La presente relazione, a conclusione dell'incarico, ha per obiettivo la valutazione puntuale della fondatezza delle criticità evidenziate dall'Impresa.

2. RISERVE DEL 01/12/2017

Le riserve iscritte nel Registro di Contabilità sono in numero di 5. Le problematiche di carattere strutturale, a cui è richiesto allo scrivente di esprimersi, sono riportate nella Riserva n. 1, e qui di seguito trascritte per completezza e semplicità di lettura:

Le indagini in corso sulla struttura esistente, per quanto ad oggi disponibili (e con salvezza di ulteriori integrazioni e approfondimenti), evidenziano che l'attuale condizione della struttura oggetto dell'intervento versa in condizioni tali da rendere inidoneo allo scopo il progetto di adeguamento sismico (che presuppone l'esistenza di una struttura esistente adeguata), oltre che rischiosa la sua realizzazione, sia per le maestranze dell'Impresa che per i dipendenti ed i fruitori del servizio ambulatoriale posto al piano terreno, e di cui si dirà in seguito. In particolare l'Impresa ha riscontrato che:

- a. La costruzione della scuola risale ad epoca nella quale non era in uso la tipologia di acciaio "Feb44K" che viene indicata nel calcolo di progetto. Tale circostanza, ove risultasse confermata da specifici ed indispensabili saggi, inficerebbe l'effetto finale del calcolo strutturale, che risulterebbe sovrastimato per quanto concerne la resistenza degli attuali elementi - setti, pilastri e solai - in cemento armato, compromettendo in radice la bontà dell'intervento. Sempre in relazione all'epoca di realizzazione della scuola risulta indispensabile indagare, con una campagna d'indagine mirata, l'effettiva esistenza della cappa strutturale armata collaborativa indicata nel progetto; essa infatti ha inciso nella redazione del calcolo strutturale, conducendo ad una possibile sovrastima della resistenza dell'edificio, qualora non risultasse confermata la propria esistenza.*
- b. Il calcolo di progetto presuppone l'esistenza di staffe di diametro pari a 8 mm ($\Phi = 8$) la cui effettiva esistenza, tuttavia, risulta contraddetta dalle stesse indagini strumentali contenute nella relazione tecnica di progetto, ove infatti - si legge che viene rilevata la presenza di staffe di diametro pari a 6 mm ($\Phi = 6$). Anche tale aspetto richiede un'indagine ulteriore volta a conseguire definitiva chiarezza sullo stato di fatto, trattandosi, ancora una volta, di elementi essenziali ai fini della garanzia strutturale dell'intervento e della relativa agibilità.*
- c. Le indagini preliminari ad oggi svolte hanno evidenziato la presenza di importanti fenomeni di sfondellamento ai quali solo in alcune zone si è tentato di porre rimedio con la posa di reti antisfondellamento. La presenza soltanto parziale e localizzata di tali reti di protezione genera l'impossibilità di procedere in condizioni di sicurezza al pesante intervento demolitivo previsto tra le prime lavorazioni da effettuare.*
- d. La trave di bordo lato ingresso principale del fabbricato non appare nello stato descritto in progetto (ossia una trave unica semplicemente appoggiata alle estremità) e ciò comporta l'inadeguatezza dell'ipotesi di calcolo, che dunque andrebbe riverificata.*

- e. *Relativamente al vano ascensore, non esiste alcuna evidenza della connessione rigida con il fabbricato ipotizzata nel progetto. La circostanza andrà adeguatamente verificata in quanto, l'averlo considerato rigidamente connesso, come emerge dalla relazione di calcolo, potrebbe falsare, anche in modo importante tutti i risultati dell'analisi stessa.*
- f. *Constatata l'altezza utile da plinto a intradosso solaio al piano interrato, pari a circa 30-40 cm, non risulta praticabile l'inserimento, previsto da progetto, dei connettori per ancorare le piastre al plinto - particolare A - B - CI - C2.*
- g. *E' stata constatata la presenza di passaggi impiantistici al piano interrato non indicata nel progetto che, attraversando le strutture portanti, indeboliscono le stesse. Tale verifica è, allo stato, soltanto parziale, in quanto l'interferenza impiantistica andrà estesa a tutti i piani dell'edificio.*

A seguito delle riserve di carattere strutturale, la DL ha chiesto all'Impresa e al Progettista una nota relativa alle carenze evidenziate. Le due note sono riportate in allegato alla presente relazione.

Nel seguito si trarranno le opportune considerazioni relativamente ad ogni singolo punto precedentemente riportato, mentre le considerazioni sulle note di Progettista ed Impresa saranno trattate nei paragrafi successivi.

- **Punto A.** Relativamente al tipo di acciaio da cemento armato FeB44k si è già detto nella relazione 163_R_001 e si concorda sostanzialmente con l'Impresa. Per quanto riguarda la presenza di cappa collaborante, la stessa è generalmente sempre presente e, come sottolineato dal Progettista, la risposta del solaio alla prova di carico è stata positiva, aspetto che fa pensare alla effettiva presenza della cappa. In ogni caso la sua effettiva presenza può essere facilmente verificata; ovviamente l'assenza di tale cappa collaborante andrebbe ad inficiare i risultati delle analisi in modo determinante.
- **Punto B.** Si concorda con l'incongruenza evidenziata: l'indagine sperimentale individua staffe di diametro 6mm, mentre nel calcolo sono utilizzate staffe di diametro 8mm. Ovviamente la problematica interagisce con quella di cui al punto precedente, e quindi l'effettiva resistenza a taglio potrà essere valutata solo una volta nota la resistenza dell'acciaio.
- **Punto C.** La presenza di sfondellamenti superiori a quelli attesi non poteva facilmente essere individuata in fase progettuale, quindi dovranno essere prese le necessarie misure man mano che si procederà con le demolizioni degli elementi non strutturali e si prenderà contezza dell'estensione del fenomeno.
- **Punto D.** Sul punto sia le considerazioni dell'Impresa sia soprattutto la risposta del Progettista appaiono piuttosto vaghe. Lo scrivente non ha gli elementi per rispondere nel merito e un giudizio definitivo sulla riserva potrà essere dato solo con un confronto con il Progettista e l'Impresa. Si ritiene in generale che questo sia un aspetto secondario di tutta la progettazione.
- **Punto E.** Relativamente alla connessione rigida del vano ascensore con il resto della struttura si è già detto nella relazione 163_R_001, e si concorda con la necessità di approfondimento delle

indagini. Come già evidenziato se venisse dimostrata la non connessione rigida fra il vano scale ed il resto della struttura, le ipotesi a base del progetto di adeguamento sarebbero errate e lo stesso dovrebbe essere sicuramente rivisto.

- **Punto F.** Si fa qui riferimento al collegamento al plinto del rinforzo delle colonne (vedi **Figura 2.1** relativa al particolare B). In effetti la realizzazione dei fori sul plinto per il collegamento della piastra risulta difficoltoso con spessori disponibili di 30-40 cm quali individuati dall'Impresa (e peraltro in linea con quanto indicato in progetto, pari a 45 cm). La soluzione indicata dal Progettista (ovvero di procedere dall'estradosso del primo solaio) non appare percorribile sia a causa degli inevitabili errori di realizzazione dei fori che dovrebbero essere compensati da tolleranze nella piastra, sia a causa del possibile taglio di barre di armatura esistenti del solaio durante la realizzazione dei fori.

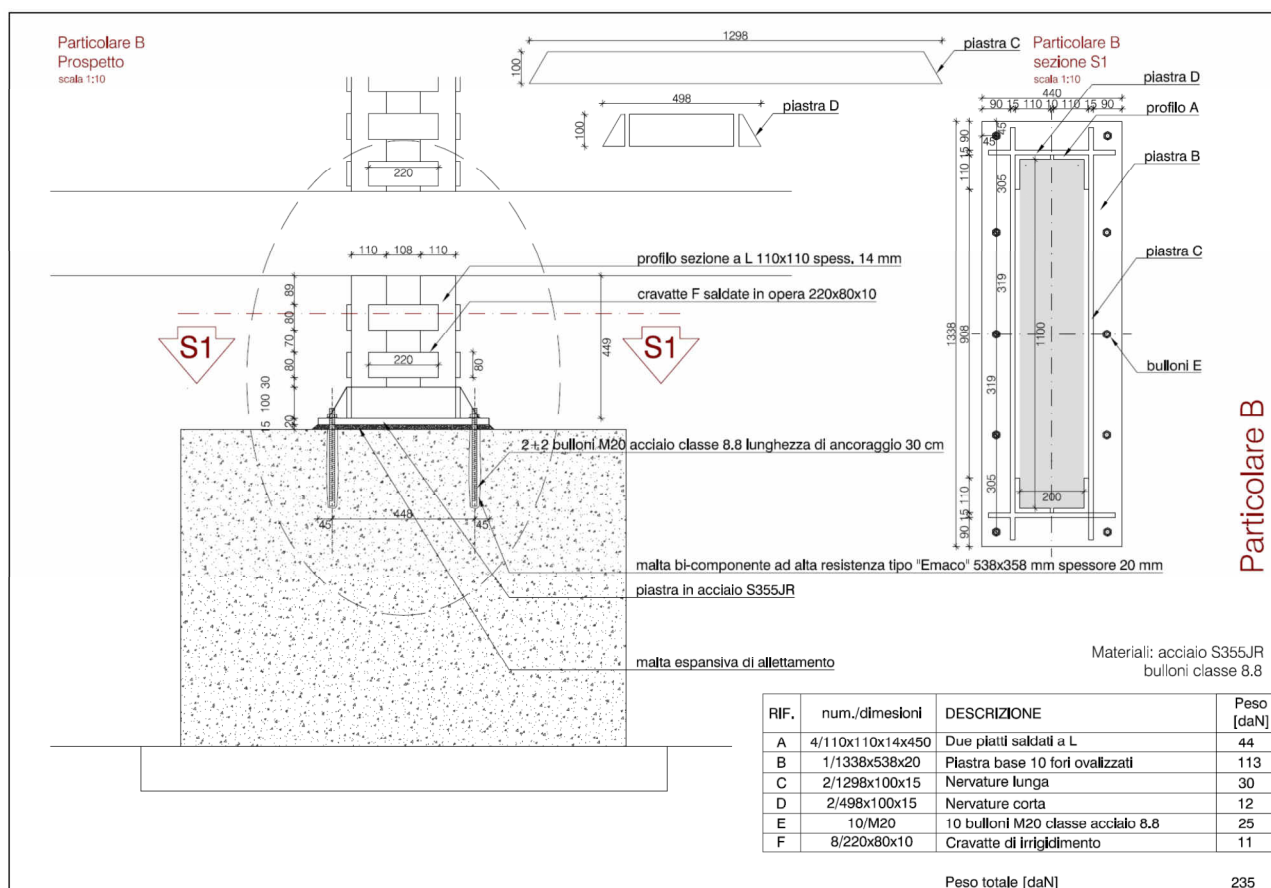


Figura 2.1 – Particolare B

- **Punto G.** Relativamente a tale punto si è già riferito nella relazione 163_R_001.

3. NOTA DI CALCOLO DEL PROGETTISTA

Di seguito si farà riferimento alla “Verifica puntuale degli elementi strutturali” emessa dal Progettista nel Novembre del 2017 e riportata nell’Allegato 1.

La verifica prende inizialmente in considerazione la struttura, o meglio l’elemento strutturale più sollecitato (trave 17-18) nel suo stato di fatto. Si sottolinea preliminarmente che negli elaborati progettuali non è stato ritrovato il tabulato di calcolo della struttura nello stato di fatto, ma solo nello stato di progetto. La verifica della trave 17-18 è effettuata considerando le resistenze dei materiali definite in progetto, ovvero $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ per il calcestruzzo e acciaio tipo FeB44K (sulla validità di quest’ultima ipotesi si è già detto in precedenza). Il risultato della verifica è che la trave non è soddisfatta sia a flessione che a taglio. A parte delle piccole inesattezze (ad esempio nella definizione dell’altezza utile della sezione non si considera né il diametro della staffa né la metà del diametro dell’armatura) i risultati risultano fondamentalmente corretti.

La verifica prosegue con la valutazione della resistenza della sezione rinforzata dove, sulla base del tipo di rinforzo adottato, viene incrementata l’armatura compressa (la sezione analizzata è infatti quella in corrispondenza del pilastro, e quindi soggetta, in combinazione statica, a momento negativo, ed il rinforzo prevede un incremento dell’armatura inferiore). Si premette innanzitutto che nel progetto non è presente il particolare del rinforzo della trave in spessore in corrispondenza del nodo; l’unico elaborato grafico disponibile è quello riportato in **Figura 3.1**. Non è quindi chiaro come il Progettista pensa di dare continuità al rinforzo in corrispondenza del nodo. In ogni caso, l’incremento di armatura compressa può solo migliorare la duttilità della sezione, ma non ne può incrementare la resistenza. I risultati della verifica puntuale riportati dal Progettista vanno invece in tutt’altra direzione: è infatti indicato che la sezione lavora in campo 4 (**Figura 3.2**), e quindi con ridotta duttilità. Entrando nel merito del calcolo, pur con le incertezze legate al fatto che non è visibile nel testo a disposizione il momento resistente (cella evidenziata in **Figura 3.2**) pare che nel calcolo l’armatura integrativa sia stata considerata come tesa (e quindi applicata al lembo superiore) e non come compressa (come effettivamente è).

Nella verifica a taglio della trave rinforzata (pag. 10 della nota del Progettista), le considerazioni fatte dal Progettista sono le seguenti: *“la resistenza a taglio viene affidata alla sezione della piastra applicata all’intradosso che è continua, nei prossimi calcoli è stata inserita un’area trasversale resistente pari a 3000 mmq (non si tiene conto delle staffe esistenti (il passo è stato comunque stabilito in 20 cm seppur la piastra sia continua)”*.

Nella frase sopra indicata, e nei calcoli successivi che sono congruenti con essa, è stata fatta confusione fra armatura longitudinale (ovvero la piastra di rinforzo inserita) e l’armatura trasversale (ovvero le staffe); inoltre viene esplicitamente affermato che la piastra di rinforzo è continua, senza che alcuna evidenza di tale fatto possa essere ritrovata nel progetto. Di fatto, l’armatura trasversale

non è stata assolutamente modificata dal rinforzo, che, ha al limite incrementato l'armatura longitudinale compressa; ne consegue che la resistenza a taglio non è stata in alcun modo modificata.

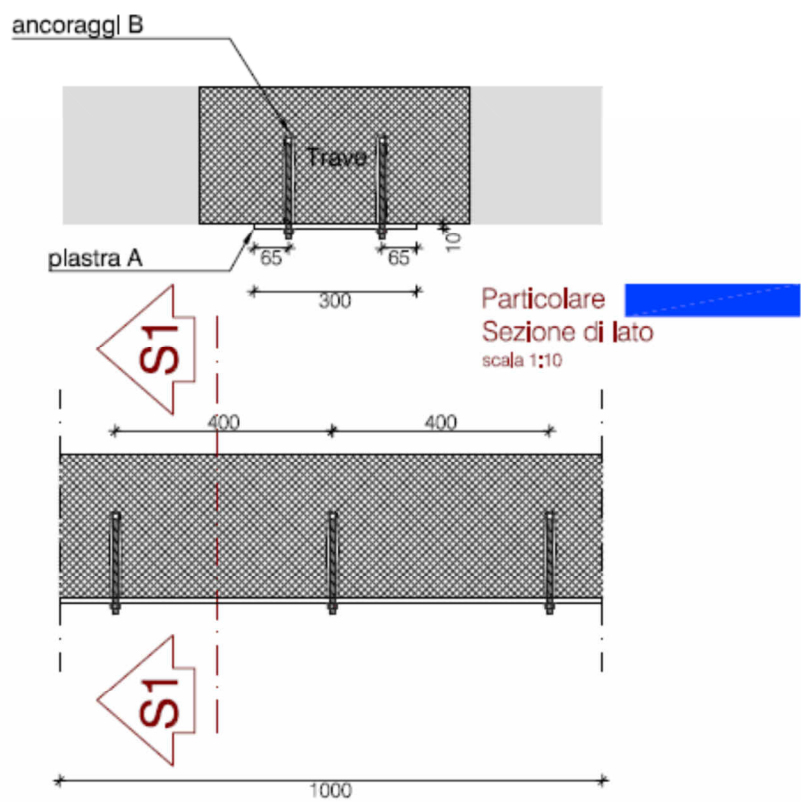


Figura 3.1 – Intervento trave non di bordo

CAMPO 4		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.1701 [-]
Posizione dell'asse neutro	x	35.72 [mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{s,max}$	0.0035 [-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{a,max}$	0.0171 [-]
Coefficiente di riempimento	β	0.8000 [-]
Coefficiente di baricentro	α	0.4000 [-]
Coefficiente $\alpha_s = \alpha_s f_{yk}$	α_s	1.0000 [-]
Tensione nell'armatura compressa	σ_s	391.30 [MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ_s	0.0010 [-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	100.00 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	100.00 [kNm]

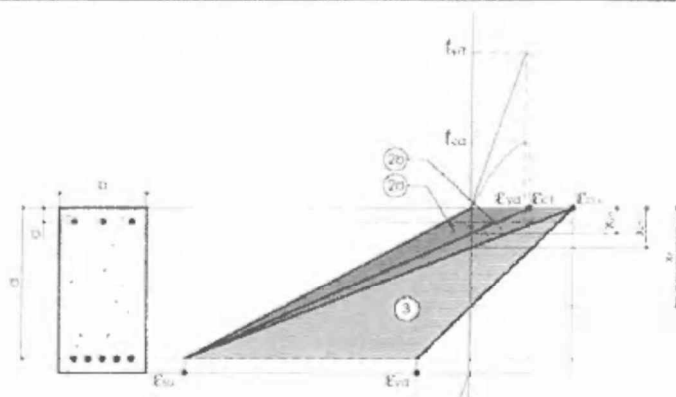


Figura 3.2 – Stralcio della nota del Progettista (estratto da pag. 8)

4. NOTA DI CALCOLO DELL'IMPRESA

Di seguito si farà riferimento alla nota di calcolo emessa dall'ing. Fumarola per conto dell'Impresa riportata nell'Allegato 2.

Nella nota l'ing. Fumarola premette che farà solo considerazioni sulle verifiche statiche di SLU, non considerando viceversa le combinazioni sismiche. Il calcolo inizia con una analisi dei carichi del solaio, analisi che risulta condivisibile nell'impostazione e nei risultati, e prosegue con un'analisi delle travi nella situazione di progetto.

Per quanto riguarda i materiali, si può verificare che l'armatura ordinaria considerata è del tipo B450, e quindi sicuramente non compatibile con quella effettivamente presente (che comunque dovrà essere oggetto di successive indagini). A parte questa inesattezza, le considerazioni effettuate risultano condivisibili e possono essere riassunte come segue:

1. La verifica a taglio non è soddisfatta;
2. Nell'ipotesi dell'utilizzo di un'analisi elastica lineare per la valutazione delle sollecitazioni, la verifica a momento negativo non è soddisfatta. Va evidenziato che, nella valutazione della resistenza, sono state considerate le sole armature presenti nella trave; ciò è in linea con le considerazioni effettuate dallo scrivente al punto precedente circa l'efficacia della piastra metallica di rinforzo ad intradosso nelle zone in prossimità delle colonne;
3. La verifica a momento positivo è soddisfatta grazie al rinforzo previsto in progetto (i dubbi espressi circa il collegamento fra rinforzo e la trave sono corretti da un punto di vista di principio in quanto manca la relativa verifica, ma non destano preoccupazione da un punto di vista sostanziale);
4. Nell'ipotesi in cui si proceda con un'analisi elastica lineare con redistribuzione, la verifica a momento negativo è soddisfatta grazie al grande incremento di resistenza nelle zone a momento positivo offerto dalla piastra di rinforzo ad intradosso.

Per quanto riguarda i pilastri l'ing. Fumarola espone perplessità a riguardo del sistema di rinforzo adottato; sul punto si concorda con l'ing. Fumarola, come meglio specificato nel successivo paragrafo.

5. CONSIDERAZIONI GENERALI SUL METODOLOGIA DI RINFORZO

L'analisi del progetto permette di individuare le seguenti metodologie di rinforzo:

1. Travi non di bordo: introduzione di una piastra di rinforzo ad intradosso (**Figura 3.2**);
2. Travi di bordo: introduzione di due angolari sul bordo libero e loro collegamento con calastrelli (**Figura 5.1**)

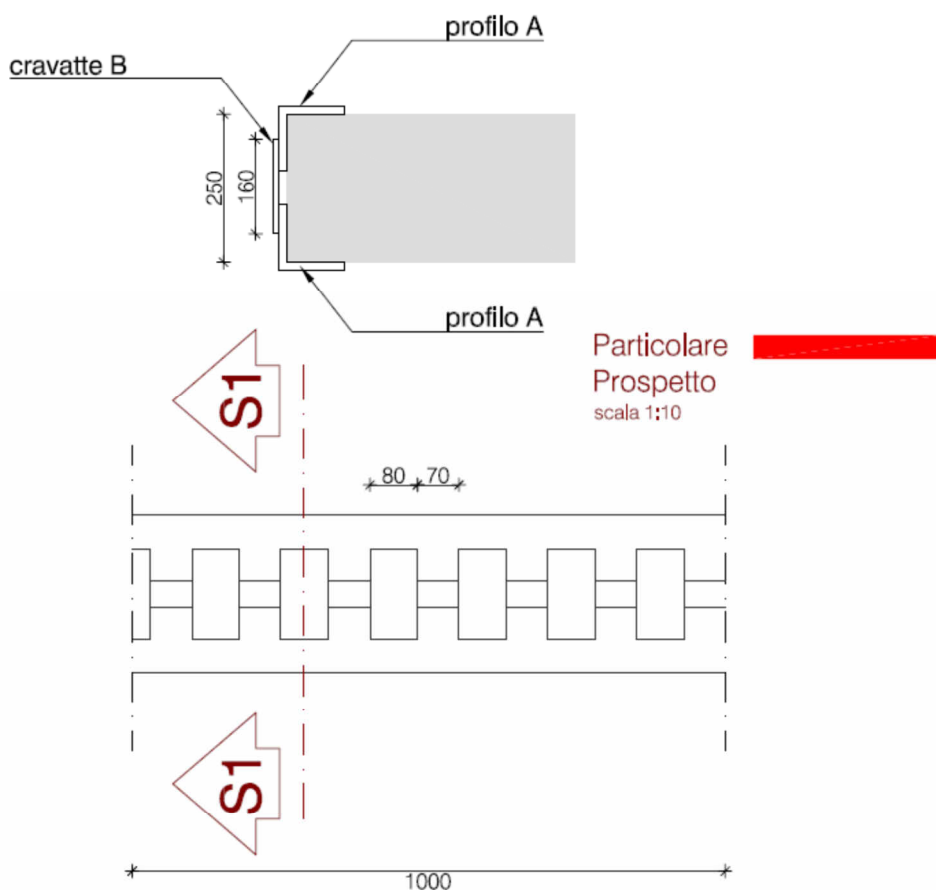


Figura 5.1 – *Intervento su travi di bordo*

3. Intervento sui pilastri: introduzione di 4 angolari sui bordi liberi e loro collegamento con calastrelli (**Figura 5.2**)

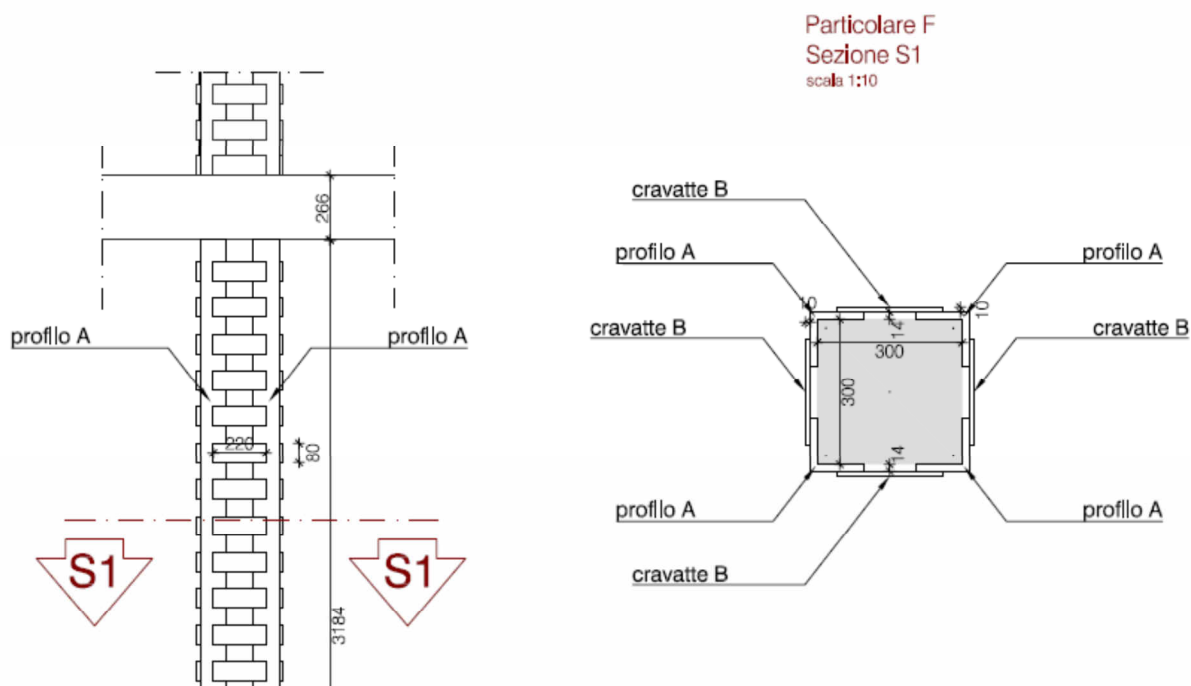


Figura 5.2 – Intervento su pilastri

Le considerazioni generali che possono essere fatte sono le seguenti:

1. L'intervento sulle travi non di bordo (sul quale si sono concentrate le note di Progettista ed Impresa) modifica la sola resistenza a flessione per momento positivo, mentre non modifica la resistenza a taglio dell'elemento e la resistenza a flessione per momento negativo (per le sole azioni statiche su cui si può contare su una redistribuzione delle sollecitazioni si può pensare che abbia una qualche influenza così come messo in evidenza dalla nota dell'Impresa, aspetto sul quale comunque il Progettista non è mai entrato nel merito);
2. L'intervento sulle travi di bordo ne può modificare la resistenza a taglio e a flessione in quanto risulta continuo sul nodo (in effetti questa continuità è rappresentata unicamente in un render e non nei disegni esecutivi). In ogni caso, vista la asimmetria dell'intervento (che investe solo la parte esterna della trave di bordo), la sua efficacia va puntualmente dimostrata;
3. L'intervento sui pilastri è a tutti gli effetti un semplice confinamento del pilastro stesso: non essendo gli angolari continui nel nodo la resistenza delle sezioni terminali non è di fatto modificata.

L'analisi dei Tabulati delle verifiche strutturali effettuato con lo scopo di controllare come la verifica potesse dare esito positivo ha messo in evidenza che per la maggior parte degli elementi strutturali (travi e pilastri) mancano, ovvero sembrerebbero essere state eliminate, le verifiche in corrispondenza delle sezioni di estremità, ovvero quelle più sollecitate (vedi **Figura 5.3** e **Figura 5.4**). Non risultano inoltre riportate le verifiche dei nodi.

Travi (CA) - Verifiche pressoflessione retta allo SLU										
Id _{Tr}	%L _{L1} [%]	N _{Ed,s} [N]	M _{Ed,3,s} [Nm]	N _{Ed,i} [N]	M _{Ed,3,i} [Nm]	A _{s,s} [cm ²]	A _{s,i} [cm ²]	CS _s	CS _i	R _f
Piano Secondo						Travata: Trave10-11-12-13-14-15-16-17-18				
Trave 10-11										
	37,5%	-	-	-120.478	41.425	4,52	4,52	-	5,67	SI
	50%	-	-	-74.289	40.183	4,52	4,52	-	5,86	SI
	62,5%	-	-	-74.901	32.148	4,52	4,52	-	7,33	SI
Trave 11-12										
	50%	40.781	8.492	40.781	5.294	4,52	4,52	4,33	44,75	SI
	62,5%	49.474	23.323	49.474	33.419	4,52	4,52	1,61	7,09	SI
Trave 12-13										
	37,5%	-55.247	9.656	-55.247	32.788	4,52	4,52	2,86	7,19	SI
	50%	-	-	8.694	20.900	4,52	4,52	-	11,32	SI
	62,5%	-39.693	18.547	-39.693	34.645	4,52	4,52	1,57	6,81	SI
Trave 13-14										
	25%	-36.721	9.016	-36.721	27.744	4,52	4,52	3,05	5,26	SI
	37,5%	-	-	-23.841	48.612	4,52	4,52	-	3,00	SI
	50%	-	-	-25.707	57.162	4,52	4,52	-	2,55	SI
	62,5%	-	-	-25.707	47.933	4,52	4,52	-	3,05	SI
	75%	-31.231	12.000	-31.231	28.488	4,52	4,52	2,33	5,12	SI
Trave 14-15										
	25%	-23.937	13.025	-23.937	27.855	4,52	4,52	2,20	5,24	SI
	37,5%	-	-	-17.266	43.894	4,52	4,52	-	3,33	SI
	50%	-	-	-17.530	52.699	4,52	4,52	-	2,77	SI
	62,5%	-	-	-16.551	45.500	4,52	4,52	-	3,21	SI
	75%	-20.711	10.638	-20.711	27.977	4,52	4,52	2,73	5,22	SI

LEGENDA:

Id _{Tr}	Identificativo della trave. L'eventuale lettera tra parentesi distingue i diversi tratti della travata al livello considerato.
%L _{L1}	Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di verifica, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione (L _{L1}), a partire dall'estremo iniziale.
R _f	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.
N _{Ed,sr}	Sollecitazioni di progetto per armatura superiore.
M _{Ed,3,s}	
N _{Ed,i}	Sollecitazioni di progetto per armatura inferiore.
M _{Ed,3,i}	
A _{s,sr} A _{s,i}	Armatura a flessione superiore e inferiore.
CS _{supr}	Coefficiente di sicurezza relativo alle sollecitazioni che tendono le fibre superiori e inferiori ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
CS _{inf}	

Figura 5.3 – Esempio di elementi con verifiche mancanti nelle sezioni di estremità (estratto dall'elaborato S009_TOMO1_Tabulati di verifica allo STATO LIMITE ULTIMO)

Trave 31-30	0%	-16.193	17.863	-16.193	19.791	4,52	4,52	1,65	7,39	SI
	12,5%	-16.193	12.533	-16.193	16.813	4,52	4,52	2,35	8,69	SI
	25%	-16.193	7.162	-16.193	12.750	4,52	4,52	4,11	11,46	SI
	37,5%	-16.193	2.538	-16.193	7.942	4,52	4,52	11,60	18,40	SI
	50%	-	-	-6.654	2.623	4,52	4,52	-	55,79	SI
	62,5%	-13.949	5.505	-13.949	5.127	4,52	4,52	5,38	28,52	SI
	75%	-13.949	12.713	-13.949	7.351	4,52	4,52	2,33	19,89	SI
	87,5%	-13.949	20.668	-13.949	8.830	4,52	4,52	1,43	16,56	SI
	100%	-13.949	28.283	-13.949	9.523	4,52	4,52	1,05	15,35	SI

Figura 5.4 – Esempio di elementi con verifiche complete (estratto dall'elaborato S009_TOMO1_Tabulati di verifica allo STATO LIMITE ULTIMO)

6. CONCLUSIONI

La presente relazione riporta le considerazioni che possono essere effettuate sul progetto dei “Lavori per l’adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del comune di Valtournenche” a seguito della valutazione puntuale della fondatezza delle problematiche evidenziate dall’Impresa appaltatrice e dello studio degli interventi di rinforzo definiti in progetto.

Per quanto riguarda le riserve si concorda con l’impresa sulla necessità di indagini sugli acciai, sulla discrepanza fra diametri delle staffe rilevati e quelli utilizzati nella relazione di calcolo, sulla necessità di verificare l’effettivo collegamento fra vano scala e corpo principale e sulla difficoltà di realizzazione del collegamento fra il rinforzo delle colonne e il plinto di fondazione.

L’analisi degli interventi di rinforzo previsti in progetto ha invece evidenziato che gli interventi proposti di fatto modificano solo marginalmente la risposta dell’edificio in quanto non vengono modificate la resistenza a taglio delle travi non di bordo e la resistenza a flessione delle travi non di bordo in corrispondenza dei nodi e la resistenza a flessione dei pilastri; l’incremento della resistenza a taglio dei pilastri e a flessione delle travi di bordo andrebbe invece dimostrata in modo puntuale, dimostrazione non presente nel progetto.

Si è infine verificato che nei tabulati di calcolo risultano mancanti le verifiche della maggior parte delle sezioni di estremità degli elementi strutturali, nonché le verifiche dei nodi.

Sulla base delle considerazioni sviluppate si raccomanda una rivisitazione completa del progetto dell’intervento di miglioramento sismico dell’edificio in oggetto.

ALLEGATO 1

NOTA DEL PROGETTISTA DEL NOVEMBRE 2017

Facendo riferimento alla comunicazione formulata dall'impresa Bertini Srl in data 25.09.2017 si trasmette, come richiesto dall'Amministrazione Comunale di Valtournenche, una risposta alle problematiche sollevate:

Explicitazione in data 16.10.2017 sottoposta alla firma dell'ing. Giuseppe Zinghin i in data

Riserva n.1

Problematiche strutturali (di tipo statico e sismico)

Le prove effettuate sulla struttura, facendo riferimento alle indagini strutturali svolte dalla soc. macroDIAGNOSTICS srl a firma dell'ing. Sandro Pariset, hanno evidenziato quanto di seguito:

1. L'organizzazione strutturale generale è conforme al progetto;
2. Le caratteristiche del calcestruzzo sono uniformi e buone (resistenza a compressione 33/34.2 N/mm²)

Lo scrivente, nel corso della progettazione definitiva/esecutiva, ha fatto eseguire inoltre alcune prove sui solai esistenti che hanno evidenziato una buona risposta statica sotto carico degli orizzontamenti.

Il Livello di Conoscenza adottato nel calcolo è LC1, che definisce un fattore di confidenza pari a 1,35: ovvero le resistenze sono state sottostimate di un coefficiente pari al 35%. Inoltre il calcolo strutturale tiene conto di una resistenza a compressione $R_{ck}=30$ N/mm², inferiore a quella stimata dalle prove effettuate pari a 33/34.2 N/mm². A tutti gli effetti lo scrivente valuta conseguentemente quanto di seguito:

- La presenza di armature diverse dalla tipologia di acciaio "FeB44K" e da una diversa loro geometria, rispetto a quella considerata nei calcoli, sarebbe compensata da una variazione del fattore di confidenza dovuta all'esecuzione di maggiori indagini conoscitive (LC2/LC3);
- La trave di bordo (si presuppone quella della copertura lato ingresso) è stata modellata facendo riferimento ad una trave CFC: essa consente di rappresentare, nel disegno, qualsiasi elemento fuori calcolo e/o di ottenere la corretta modellazione di alcune strutture particolari. La trave cfc è un elemento che, pur presentando delle analogie, per quanto riguarda le modalità di disegno, con l'oggetto trave, si differenzia notevolmente da quest'ultimo essa, infatti, NON è un elemento strutturale e, quindi, NON è oggetto di calcolo e non viene armato automaticamente dal programma. L'armatura di una Travetta cfc, pertanto, non deve essere specificata dal tecnico.
- Le indagini preliminari hanno evidenziato la presenza di fenomeni fessurativi di sfondellamento ai quali si è posto rimedio con la posa di reti anti-sfondellamento: eventuali aggravi dovuti alle demolizioni da eseguire dovranno essere valutati durante la realizzazione delle opere.
- La mancata connessione rigida del vano ascensore con il fabbricato potrà essere accertata solo durante le lavorazioni: di certo non esiste un giunto sismico. A parere dello scrivente queste incertezze rientrano all'interno dell'ipotesi LC1, quindi sono state compensate dalla conseguente riduzione delle resistenze in fase di verifica.
- L'inserimento dei connettori per ancorare le piastre al plinto potrà essere effettuato forando i plinti a partire dall'estradosso del primo solaio.

- La presenza di passaggi impiantistici non poteva essere valutata in fase di progettazione poiché non esistono i corrispondenti elaborati progettuali.
- In merito ad un'eventuale indagine penetrometrica lo scrivente valuta, coerentemente a quanto dichiarato dal geologo che si è occupato delle prove MASW, che la presenza di depositi caotici glaciali, uniti a probabili trovanti rocciosi, produrrebbe risultati fasulli poiché la punta andrebbe "a rifiuto" non a causa del raggiungimento di un terreno adeguatamente consolidato ma, al contrario, per il raggiungimento casuale di una roccia. Per tale ragione, a parere dello scrivente, ai fini del calcolo di verifica di eventuali cedimenti differenziali, non risulta interessante l'esecuzione di un'indagine penetrometrica.

Problematiche percorsi impiantistici

Come evidenziato in precedenza, durante la progettazione, non è stato possibile effettuare indagini allo scopo di verificare la presenza di cavidotti e di passaggi delle linee impiantistiche poiché non esistono i corrispondenti elaborati progettuali. Se ulteriori indagini ed approfondimenti segnalassero motivi ostativi alla fattibilità dell'opera e, comunque, alla relativa esecuzione in condizioni di sicurezza, non si esclude la possibilità di individuare soluzioni progettuali alternative.

Riserva n.2

Il de-puntellamento dei ponteggi esistenti è valutato economicamente in "economia". Lo scrivente si rende disponibile alla produzione di un progetto di depuntellamento.

Riserva n.3

Il sottoscritto si rende disponibile alla produzione di una documentazione di variazione dei prezzi, da concordare con la DL, per una corretta valutazione economica delle opere segnalate.

Région Autonome Vallée d'Aoste
Regione Autonoma Valle d'Aosta

Comune di Valtournenche

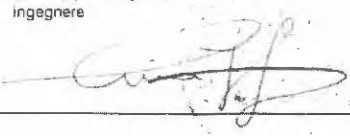


Lavori per l'adeguamento strutturale antisismico e
la messa a norma antincendio della scuola media
in frazione Cretaz del comune di Valtournenche

Progetto definitivo/esecutivo

RE VER

Verifica puntuale degli elementi strutturali

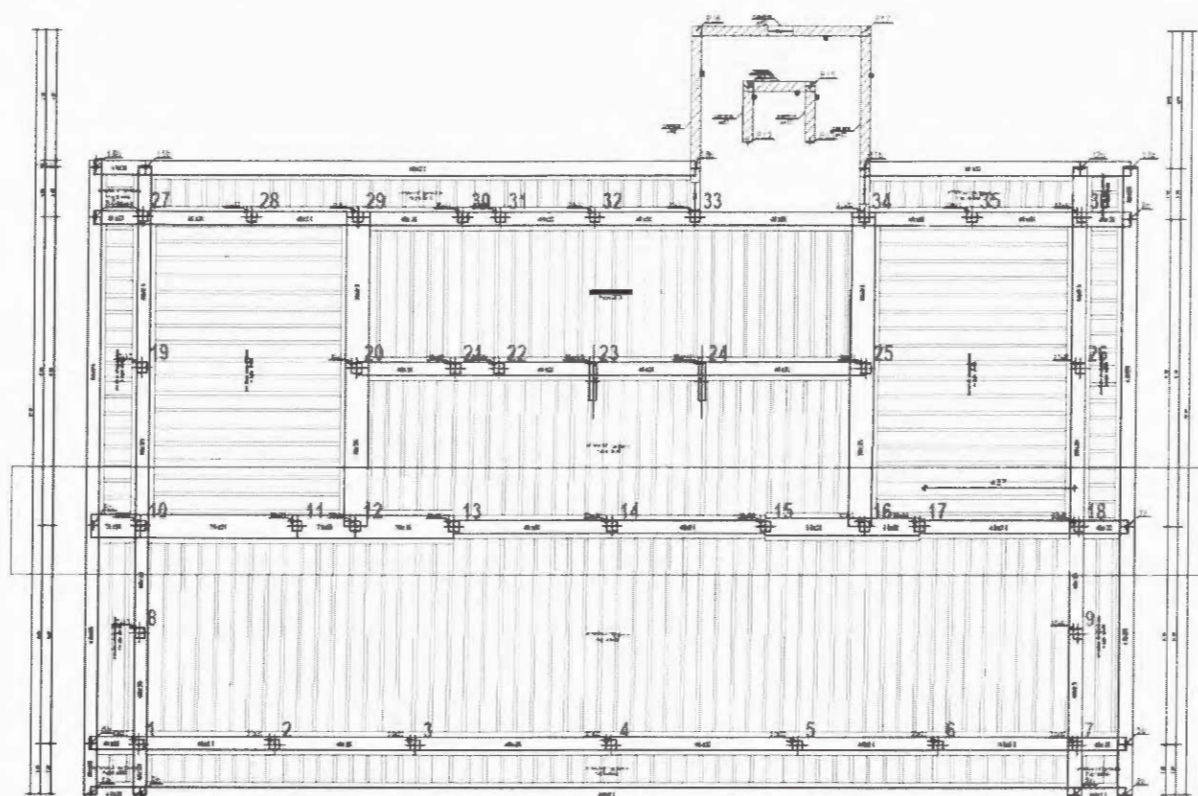
Novembre 2017 Aggiornamento data	Codice Progetto - vit2 - Variante n. data Visto Qualità data
Tecnico incaricato giuseppe zinghini ingegnere 	Committente Amministrazione Comunale di Valtournenche

Giuseppe Zinghini – ingegnere – loc. Tzambarlet, 4 – Gressan (AO)
Adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in fraz. Cretaz del comune di
Valtournenche. Verifica puntuale degli elementi strutturali

Adeguamento strutturale Scuole Valtournenche

Relazione riferita alla verifica della trave maggiormente sollecitata.

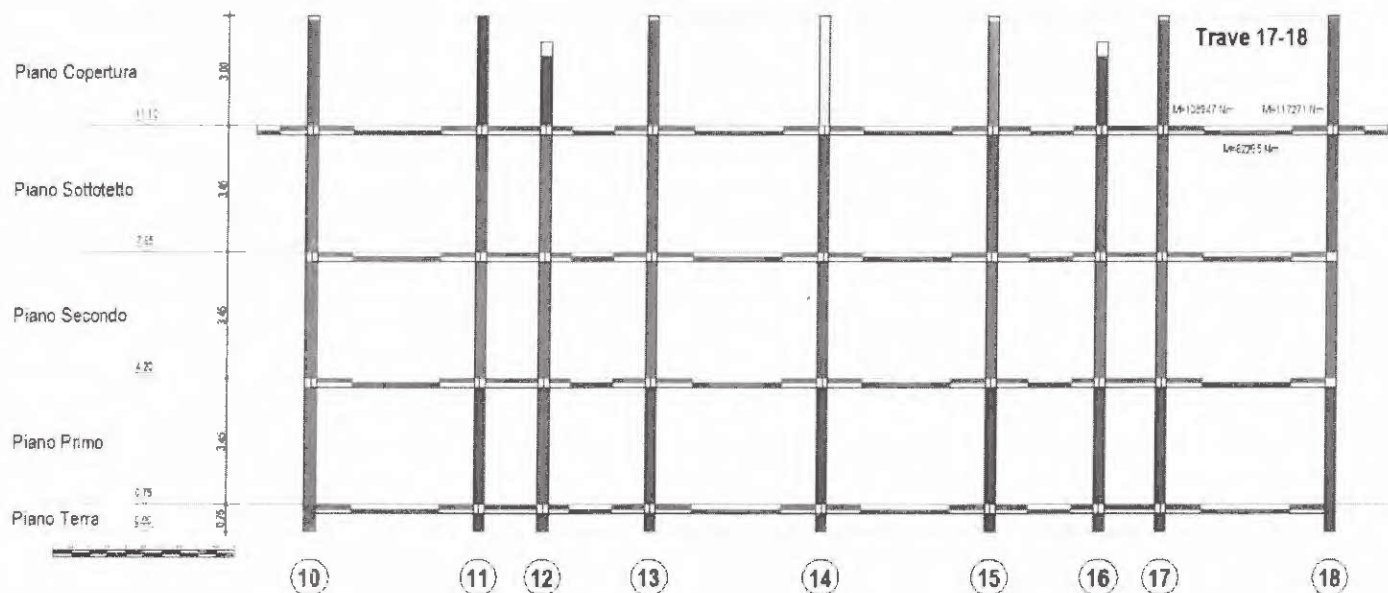
Di seguito si riporta la carpenteria del livello sottotetto:



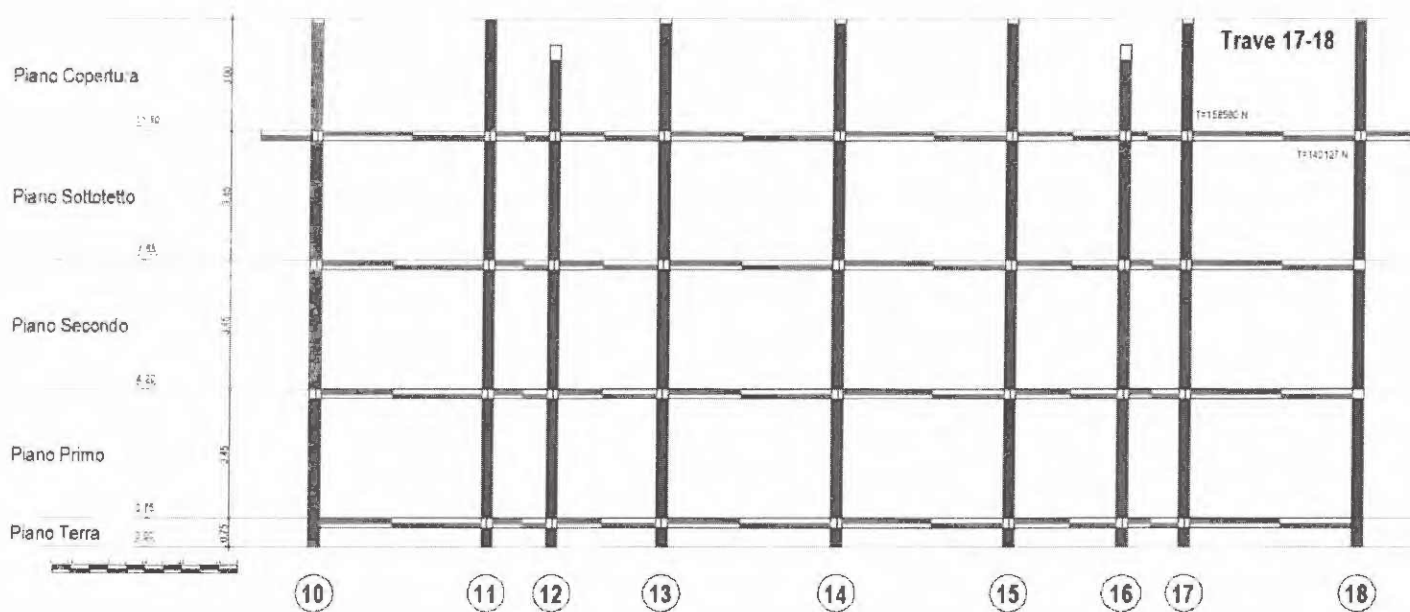
La trave che presenta le sollecitazioni maggiori è la 17-18, di seguito si riportano le sollecitazioni di momento flettente e taglio massimo combinate allo SLU per il suddetto elemento strutturale:

Giuseppe Zinghini - Ingegnere - loc. Tzambarlet, 4 - Gressan (AO)
Adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in fraz. Cretaz del comune di
Valtournenche. Verifica puntuale degli elementi strutturali

Telaio 10-11-12-13-14-15-16-17-18
SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



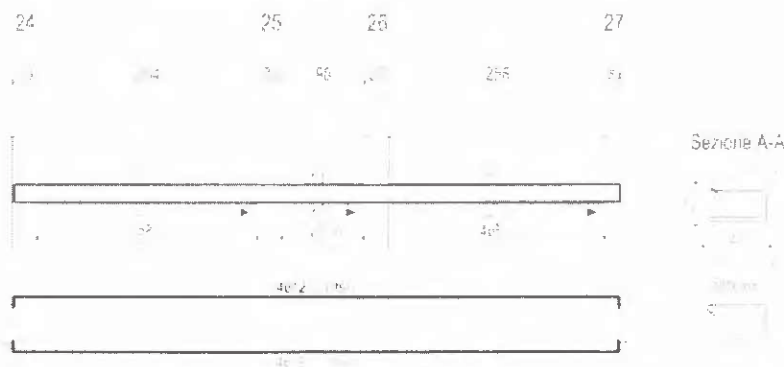
Telaio 10-11-12-13-14-15-16-17-18
SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



La trave esistente in esame presenta un'armatura, così come specificato negli elaborati progettuali, equivalente a 4+4 diam. 12 correnti inf. e sup. e staffe diam. 8/20 cm, come nello schema esposto di seguito:

Giuseppe Zinghini ingegnere loc. Tzambarlet, 4 Gressan (AO)
Adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in fraz. Cretaz del comune di
Valtournenche. Verifica puntuale degli elementi strutturali

TRAVE 24-25-26-27 (esistente)



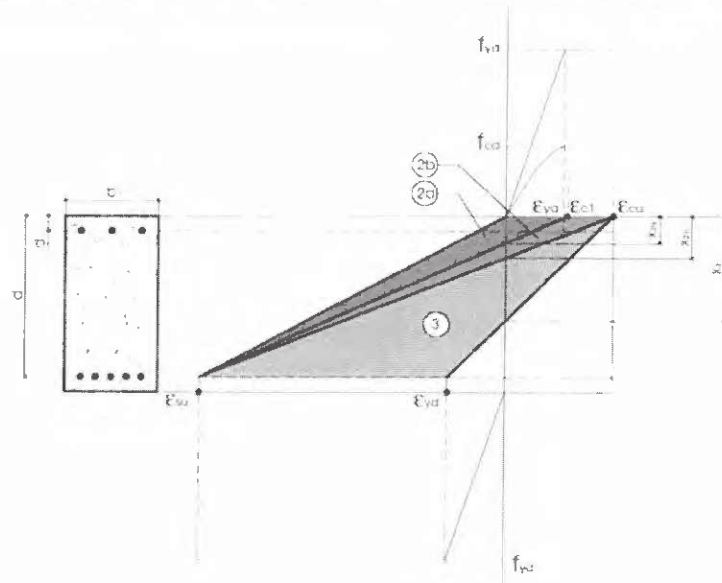
La sezione della trave 17-18, appartenente al solaio sottotetto è pari a 40 x 23 cm, come specificato nella progettazione strutturale il cls presenta una resistenza caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e per l'acciaio d'armatura classe FeB44K.

Verifica della trave 17-18 allo stato di fatto: verifica a flessione

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA		
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	230 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400 [mm]
Copriferro	d	20 [mm]
Altezza utile della sezione	d	210 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12 [mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	452 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12 [mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A_s	452 [mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE		
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	α_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2a	$\alpha_{s,2a}$	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2b	$\alpha_{s,2b}$	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 3	$\alpha_{s,3}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	$\alpha_{s,2a}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	$\alpha_{s,2b}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	$\alpha_{s,3}$	[-]

Giuseppe Zinghini – ingegnere – loc. Tzambarlet, 4 – Gressan (AO)
Adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in fraz. Cretaz del comune di
Valtournenche. Verifica puntuale degli elementi strutturali

Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	X	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c, max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s, max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	η	[-]
Coefficiente $\alpha_s = \sigma_s / f_{ys}$	α_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	33.63 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	118.0 [kNm]



Verifica della trave 17-18 allo stato di fatto: verifica a taglio

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	159	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		SI	[-]
Coefficiente C_{te2}	C_{te2}	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.98	[-]
		1.98	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{oc} + d$	ρ	0.005386	[-]
		0.005386	[-]

figura 6.3 Definizione di A_d nella espressione (6.2)

Legenda
A Sezione considerata

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd1}	50.35	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	V_{Rd1min}	44.73	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd1}	50.35	[kN]

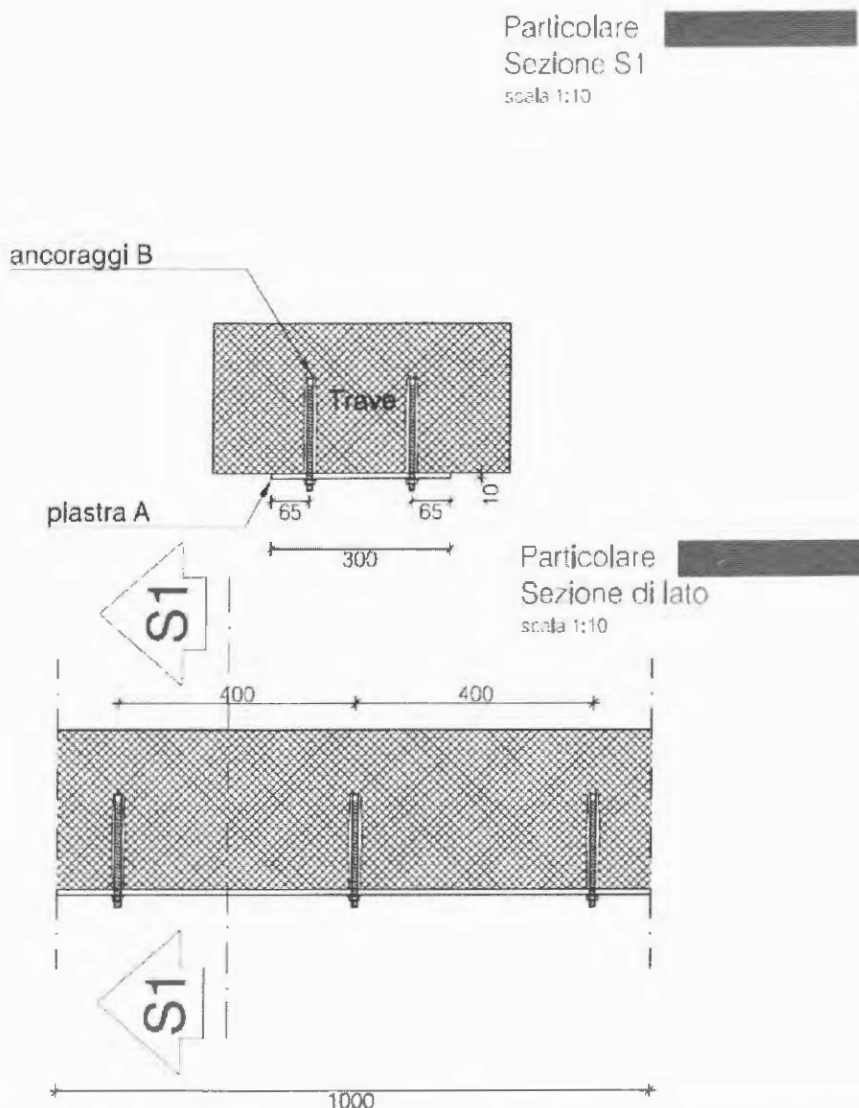
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{st}	8	[mm]
Numero di braccia	n_s	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sa}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	189	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rd2}	37.17	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{ctd}	8.50	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rd3}	321.30	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sa,max}$	1042.67	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	37.17	[kN]

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}		[kN]

La sezione esistente NON risulta verificata né alle sollecitazioni di momento flettente, né a quelle di taglio.

Descrizione dell'intervento strutturale di rinforzo delle travi in spessore

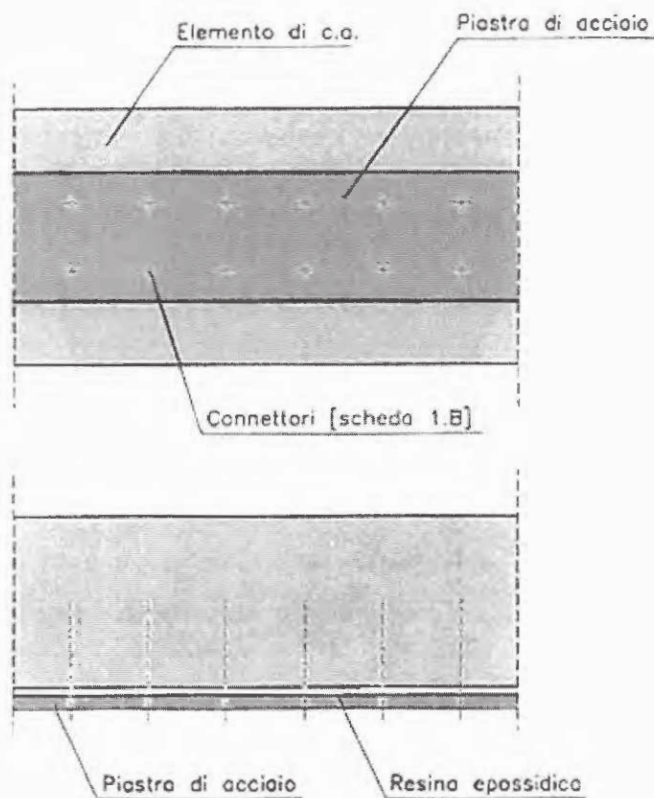
Per le travi in spessore non di bordo il rinforzo avverrà all'intradosso (dopo aver asportato l'intonaco superficiale) tramite posa di piatti saldati tra loro in acciaio S355 larghi 300 mm, spessore 10 mm e elementi connettori come nella figura in basso:



Tutte le travi in spessore non di bordo verranno rinforzate applicando un placcaggio tramite una piastra in acciaio classe S355, ancorata al cls tramite bullonatura come nello schema soprastante. (2 bulloni diam. 20 mm classe 8.8 ogni 30 cm circa)

L'intervento, come specificato nella relazione illustrativa allegata alla progettazione strutturale, è descritto nel seguente grafico:

Giuseppe Zinghini ingegnere loc. Ezambarlet, 4 Gressan (AO)
 Adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in fraz. Cretaz del comune di
 Valtournenche. Verifica puntuale degli elementi strutturali



FASI ESECUTIVE:

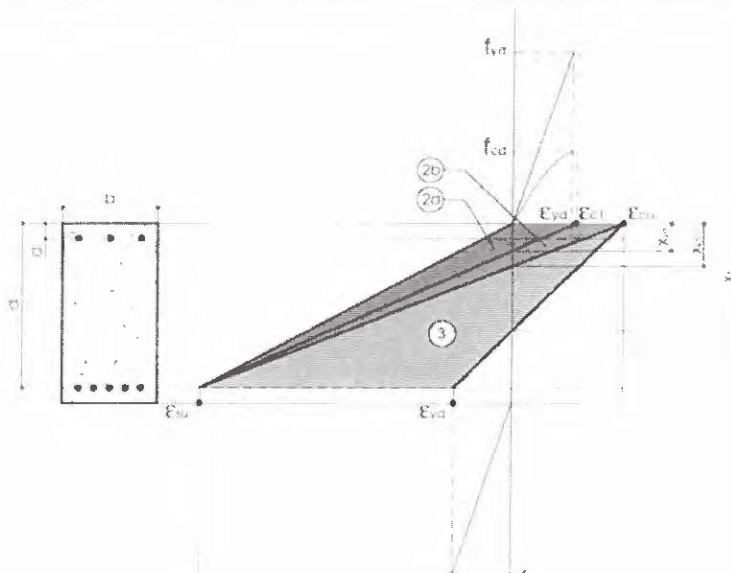
1. Demolizione del calcestruzzo danneggiato o degradato.
2. Iniezione delle eventuali lesioni presenti.
3. Ricostruzione delle parti demolite con malte o betoncino a ritiro compensato.
4. Pulitura del supporto mediante sabbiatura e depolverizzazione.
5. Regolarizzazione del supporto mediante l'applicazione di stucco epossidico.
6. Sabbiatura della lamiera.
7. Spalmatura della pasta epossidica sulle superfici da unire (BETON-PLAQUE per incollaggio diretto).
8. Fissaggio della lamiera preforata al supporto nella posizione prestabilita.
9. Perforazione del supporto in corrispondenza dei fori della lamiera ad avvenuto incollaggio.
10. Collocazione dei connettori.
11. Protezione delle lamiere tramite uso di prodotti anticorrosivi.

PRECAUZIONI:

- Il supporto deve essere pulito e regolarizzato prima dell'applicazione.
- Lo spessore della resina deve essere ridotto ($\leq 2-3$ mm).
- La modalità di posa in opera dei prodotti deve essere conforme a quanto riportato nelle schede tecniche.

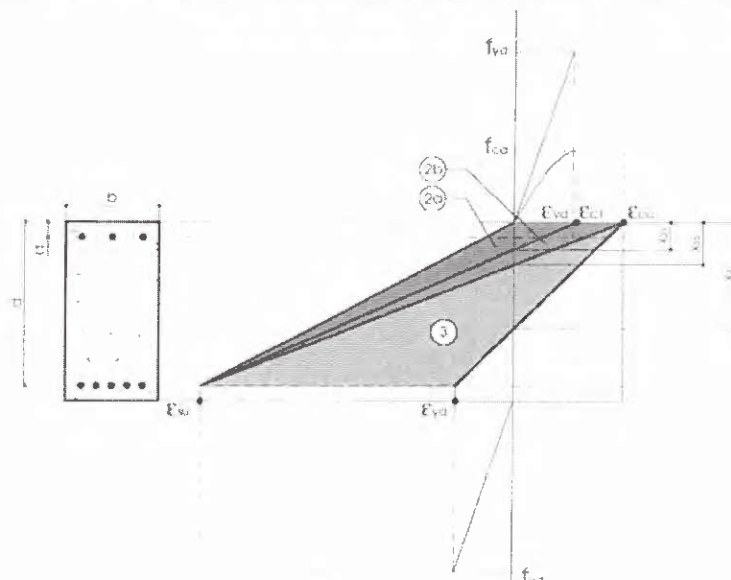
Verifica della trave 17-18 allo stato di progetto: verifica a flessione (momento negativo max 118 kNm)

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	230	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400	[mm]
Copriferro	d	20	[mm]
Altezza utile della sezione	d	210	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	452	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	10.99	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A_s'	3453	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0.1240	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	β	0.0952	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	7.6319	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0.1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0.2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	0.2160	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0.6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0.8095	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2a	$\alpha_{s(a)}$	0.4381	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2b	$\alpha_{s(b)}$	1.0000	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 3	$\alpha_{s(3)}$	1.0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	-0.0474	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	-0.0316	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	-0.0782	[-]
	ω'_3	-0.0251	[-]
CAMPO 4			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.1701	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	35.72	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0.0035	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0.0171	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0.8000	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0.4000	[-]
Coefficiente $\alpha_s = \sigma_s / f_{y,d}$	α'_s	1.0000	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	391.30	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	0.0015	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}		[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	118.0	[kNm]



Verifica della trave 17-18 allo stato di progetto: verifica a flessione (momento positivo max 63 kNm)

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	230	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400	[mm]
Copri ferro	d'	20	[mm]
Altezza utile della sezione	d	210	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	10.99	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3453	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A_s'	452	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	α_s	0.9461	[-]
Rapporto tra copri ferro e altezza utile	δ	0.0952	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0.1310	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0.1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0.2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	0.2160	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0.5667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0.5095	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2a	α_{s2a}	0.4361	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2b	α_{s2b}	1.0000	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 3	α_{s3}	1.0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	α_{2a}	0.1179	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	α_{2b}	0.2415	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	α_3	0.5968	[-]
	μ_1	0.1417	[-]
CAMPO 4			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.7098	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	149.07	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0.0035	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0.0014	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0.8000	[-]
Coefficiente di bilanciamento	κ	0.4000	[-]
Coefficiente $\alpha_s = \alpha_s'/\epsilon_{s,max}$	α_s	1.0000	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ_s'	391.30	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ_s	0.0030	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}		[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	63.0	[kNm]

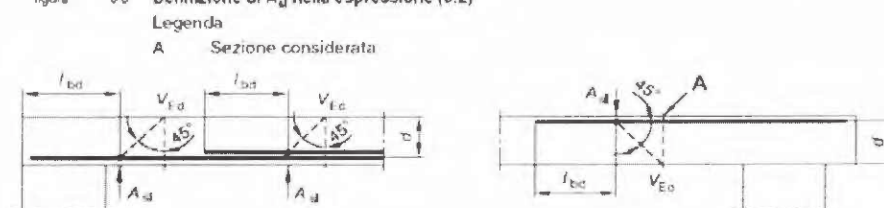


Giuseppe Zinghini – ingegnere – loc. Tzambarlet, 4 – Gressan (AO)
Adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in fraz. Cretaz del comune di
Valtournenche. Verifica puntuale degli elementi strutturali

Verifica della trave 17-18 allo stato di progetto: verifica a taglio

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	159	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente C_{Rd2}	C_{Rd2}	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,98	[-]
		1,96	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_1	0,005386	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_d nella espressione (6.2)



La resistenza al taglio viene affidata alla sezione della piastra applicata all'intradosso che è continua, nei prossimi calcoli è stata inserita un'area trasversale resistente pari a 3000 mmq, (non si tiene conto delle staffe esistenti (il passo è stato comunque stabilito in 20 cm seppur la piastra sia continua)

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	d_{st}	20	[mm]
Numero di braccia	n_s	9,55	[-]
Passo delle staffe	s	20	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{st0}	3000	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	189	[mm]
Cotangente di θ	$\cot \theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot \alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin \alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rtd}	11094,30	[kN]
Resistenza a compressione nodale del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	8,50	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	321,30	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot \theta = 1$	$A_{st, max}$	104,27	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}		[kN]

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$

Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$

$$A_{st0} = n_s (\pi \phi_{st}^2) / 4 \leq A_{st, max}$$

$$z = 0,9d$$

$$V_{Rtd} = (A_{st0} / s) z f_{td} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rtd}; V_{Rcd})$$

Verifica locale dei collegamenti tra piastra e trave c.a.

I collegamenti tra la piastra e la trave in c.a. saranno realizzati da 2 barre diam 20 mm poste ad interassi di circa 30 cm, realizzate con acciaio ad alta resistenza classe 8.8.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio classe 8.8, sono evidenziate di seguito:

Tensione ammissibile					
Classe vite	f_t N/mm ²	f_c N/mm ²	$f_{t,N}$ N/mm ²	$\sigma_{b,adm}$ N/mm ²	$\tau_{s,adm}$ N/mm ²
4.6	400	240	240	160	113
5.6	500	300	300	200	141
6.6	500	360	360	240	170
8.8	800	640	560	373	264
10.9	1000	900	700	467	330

$f_{t,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{t,N} = 0.7 f_t$, $f_{t,N} = f_c$, essendo f_t ed f_c le tensioni di rottura e di snervamento secondo UNI 3740
 $\sigma_{b,adm}$, $\tau_{s,adm}$ tensioni ammissibili a trazione ed a taglio

[CNR-UNI 10011]

Poniamo ora che il taglio massimo (scorrimento per i bulloni) nella sezione presso l'appoggio 17 pari a $T=15858$ daN, venga assorbito solamente dal primo ordine di collegamenti composto da 2 bulloni M20:

Area bulloni = $3,14 \text{ cm}^2 \times 2 = 6,28 \text{ cm}^2$

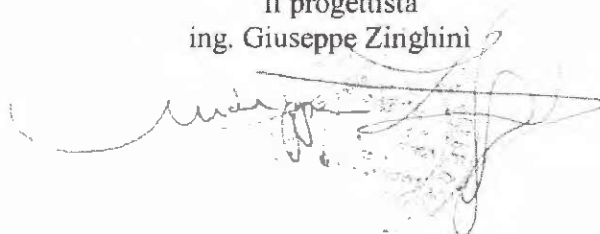
$\tau_{adm} = 264 \text{ N/mm}^2 = 26,4 \text{ daN/mm}^2 = 2640 \text{ daN/cm}^2$

$\tau_{agente} = T/\text{Area bulloni} = 15858 \text{ daN}/6,28 \text{ cm}^2 = 2525 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{adm} = 2640 \text{ daN/cm}^2$
si noti che il calcolo risulta di molto a favore di sicurezza poiché:

- 1) si è stabilito che i bulloni resistenti siano solo quelli che compongono il primo ordine, non affidando alcuna sollecitazione agli ordini successivi;
- 2) Il taglio agente è calcolato agli SLU, quindi con insito un moltiplicatore, la resistenza di confronto è al contrario dettata dalla vecchia teoria delle TA, quindi ad essa è stato applicato un divisore ($FS=1,5$). In pratica è stato applicato un fattore doppio di sicurezza.

Aosta, il 28/11/2017

Il progettista
ing. Giuseppe Zinghini



ALLEGATO 2

NOTA DELL'IMPRESA DEL 7/12/2017

Considerazioni generali strutturali di tipo statico su fabbricato da adibire a scuola in Valtournenche

In merito alle valutazioni complessive strutturali relative al fabbricato in oggetto prima di avviare un'analisi sismica che di fatto porta ad avere elevate sollecitazioni soprattutto alla base dei pilastri, occorre mettere in evidenza una serie di problematiche per le verifiche in combinazione di carico caratteristiche e allo SLU solo per i carichi statici e non dinamici che di fatto fanno propendere per un diverso approccio alle problematiche.

Considerando un peso proprio + carico permanente a mq del solaio misto cls-laterizio pari a:

$p = 0.05m \times 25kN/mc$ (peso soletta di 5cm) + $0.10m \times 0.20m \times 25kN/mc \times 2$ (peso travetti 20x10cm) + $1.00 kN/mq$ (peso pignatte) + $0.10m \times 20kN/mc$ (peso intonaco, massetto, pavimentazione, controsoffitto) + $0.80 kN/mq$ (peso stimato murature divisorie) = $6.05 kN/mq = 605 kgf/mq$

considerando il carico accidentale previsto dalle NTC di $300 kg/mq$, il massimo carico agente sul singolo travetto più caricato di 6.20m di lunghezza risulta pari a:

$$p = (6.05 + 3.00)/2 = 4.5 kN/m$$

Di seguito si riportano alcune criticità riscontrate:

CRITICITÀ:

1) Travi

Facendo un'analisi statica della trave di spina considerata come trave continua su 8 campate per la quale si riporta un armatura di 4 Φ 12 in zona tesa e compressa si ottengono i seguenti risultati.

- Verifica a momento negativo trave – non soddisfatta
- Verifica a taglio – non soddisfatta
- Verifica a momento positivo soddisfatta (nell'ipotesi di una redistribuzione delle sollecitazioni con cerniera plastica all'appoggio il coefficiente di sicurezza è pari a circa 1, in tal caso si potrebbe non tenere conto del problema a momento negativo)
- Il rinforzo delle travi previsto con piastre metalliche all'intradosso presuppone la realizzazione degli ancoraggi con barre filettate M20 e quindi che ci sia la possibilità di utilizzare trapano con punta da 24mm con uno spazio adeguato al di sotto della trave e non soli 20cm come previsto. Mancherebbe la verifica degli ancoraggi delle piastre a taglio per garantire la trasmissione degli sforzi tipica del funzionamento del cls armato.
- Gli elementi di rinforzo sulle travi di bordo sono realizzati a mezzo di piatti saldati testa - testa senza nessuna prescrizione in merito che garantisca l'efficacia del sistema, inoltre non è riportato il fissaggio

Ing. Francesco Fumarola - Corso Rosselli 123/3 – 10129 Torino –C.F.: FMR FNC74D23E986P – P. Iva 08143410010
Sede operativa: Corso Rosselli 123/3 – 10129 - Torino
Tel-Fax.011/3193378 – mob. 333/3499188 - Ordine degli ingegneri di Torino n. 8446 W
e-mail:studio.fumarola@gmail.com - posta certificata: francesco.fumarola@ingpec.eu



VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI - TRAVE - momento positivo con piastra - ipotesi trave continua

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0.754	
Altezza totale della sezione	$h =$	25.00 [cm]	
Copri ferro armatura tesa	$c =$	0.02 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d =$	24.98 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x =$	18.85 [cm]	
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0.001	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0.00350	in y= 25.00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0.00114	in y= 0.02 [cm]
Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\lambda =$	0.00114	
Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\mu =$	-0.00019 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$N_{rd}(y=0) =$	0.00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$M_{rd}(y=0) =$	142.44 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$y_{soll} =$	12.50 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=y _{soll})	$N_{rd}(y=y_{soll}) =$	0.00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=y _{soll})	$M_{rd}(y=y_{soll}) =$	142.44 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y _{soll})	$N_{sd}(y=y_{soll}) =$	0.00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y _{soll})	$M_{sd}(y=y_{soll}) =$	70.00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y _{soll})	$N_{sd}(y=y_{soll}) - N_{rd}(y=y_{soll}) =$	0.00 [kN]	
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	$M_{rd}(y=y_{soll}) / M_{sd}(y=y_{soll}) =$	2.03	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	c inf	c sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	25.00	11.75	40.00	25.00	40.00	0.00	25.00	0.00114	-0.00350	0.00	-9.99	-609.53	104.60
totali				25.00		0.00	25.00					-609.53	104.60

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	f _{yd}			area	livello		c acc	σ acc			Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[cm ²]	[cm]			[N/mm ²]			[kN]	[kNm]
1	200000	391.00			34.52	0.02		0.00114	227.77			786.26	-0.16
2	200000	391.00			4.52	21.50		-0.00285	-391.00			-176.73	38.00
totali						0.02						609.53	37.84

Con cerniera plastica sull'appoggio (dal momento che la sezione non è verificata a flessione per momento negativo) si ipotizza che vi sia una redistribuzione del momento ovvero che la sezione d'appoggio lavori al massimo della sua capacità resistente a flessione (circa 31kNm pertanto il massimo momento positivo in campata allo SLU risulterebbe

$M = (0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m} \times 0.40 \text{ m} \times 1.35 + 6.05 \text{ kPa} \times 5 \text{ m} \times 1.35 + 3.0 \text{ kPa} \times 5 \text{ m} \times 1.5) \times (4.65 \text{ m})^2 / 8 = 181 \text{ kNm}$ -31kNm (momento resistente massimo della sezione armata con 4.52cmq) =150 kNm

VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI - TRAVE - momento positivo con piastra - ipotesi cerniera plastica sull'appoggio													
Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)													
Altezza totale della sezione													
Copriferro armatura tesa													
Altezza utile (h-c)													
Profondità dell'asse neutro													
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)													
Deformazione massima nel calcestruzzo													
Deformazione massima nell'acciaio teso													
Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)													
Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)													
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)													
Momento interno (rispetto alla base - y=0)													
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni													
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)													
Momento interno (rispetto a y=ysoll)													
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)													
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)													
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)													
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo													
RISOLVI													
in y= 25.00 [cm]													
in y= 0.00 [cm]													
Nrd(y=0)= 0.00 [kN]													
Mrd(y=0)= 146.56 [kNm]													
ysoll= 12.50 [cm]													
Nrd(y=ysoll)= 0.00 [kN]													
Mrd(y=ysoll)= 146.56 [kNm]													
Nsd(y=ysoll)= 0.00 [kN]													
Msd(y=ysoll)= 150.00 [kNm]													
Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)= 0.00 [kN]													
Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)= 0.98													
CALCESTRUZZO													
Trave													
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	c inf	c sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	25.00	11.75	40.00	25.00	40.00	0.00	25.00	0.00108	-0.00350	0.00	0.00	-618.12	105.39
totali				25.00		0.00	25.00					-618.12	105.39
ACCIAIO													
Armatura lenta													
Armature	Es	fyd				area	livello		ϵ acc	σ acc		Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]				[cm ²]	[cm]			[N/mm ²]		[kN]	[kNm]
1	200000	391.00				34.52	-0.40		0.00115	230.26		794.85	3.18
2	200000	391.00				4.52	21.50		-0.00286	-391.00		-176.73	38.00
totali							0.00					618.12	41.18

2) pilastri

per gli interventi previsti non risulta evidente come si possa garantire la trasmissione degli sforzi tra i pilastri esistenti e il rinforzo metallico a meno che non sia possibile eseguire un serraggio che consenta il trasferimento degli sforzi. Il sistema di rinforzo previsto di fatto non determina un sensibile aumento delle caratteristiche inerziali flessionali, di taglio e torsione dell'intera struttura.

Dott.Ing. Francesco Fumarola

