



CITTA' DI TORINO

DIREZIONE SERVIZI TECNICI PER L'EDILIZIA PUBBLICA
Servizio Edilizia Scolastica

PROGETTO ESECUTIVO

**MANUTENZIONE INTRADOSSI SOLAI DEGLI EDIFICI SCOLASTICI
DEL COMUNE DI TORINO
CIRCOSCRIZIONI 1, 6 E 7**

BILANCIO 2016

RELAZIONE SPECIALISTICA
Sistemi antisfondellamento

Torino, ottobre 2016

Progettista opere specialistiche e
redattore del documento

Ing. Michele MOCCIOLA

Il Coordinatore Progettista Opere edili

Arch. Eliana ZAGO

Il Responsabile del Procedimento e
Dirigente Servizio Edilizia Scolastica

Arch. Isabella QUINTO

Indice

1	Oggetto.....	3
2	Normativa di riferimento.....	3
3	Intonaco armato su solaio a volterrane.....	3
3.1	Descrizione del sistema.....	3
3.2	Carichi agenti.....	4
3.3	Verifiche.....	4
3.3.a	Verifica rete.....	4
	Descrizione del metodo di calcolo	4
	Verifiche	5
3.4	Verifica viti ancoraggio.....	7
4	Rete antisfondellamento fissata con ancoranti chimici a solaio in laterocemento.....	7
4.1	Descrizione del sistema.....	7
4.2	Carichi agenti.....	8
4.3	Verifiche.....	8
4.3.a	Calcolo sollecitazioni.....	8
	Descrizione del modello di calcolo	8
	Risultati	9
4.3.b	Verifica rete.....	10
4.4	Verifica ancoraggi.....	10

1 Oggetto

All'interno dell'appalto di cui alla presente relazione, le opere che interessano gli intradossi dei solai degli edifici scolastici sono riconducibili sostanzialmente alle seguenti quattro tipologie di intervento:

1. demolizione e rifacimento intonaco
2. demolizione di parti di intonaco e pignatte lesionate su soletta in laterocemento e successivo ripristino dell'intradosso mediante realizzazione di intonaco armato
3. demolizione di parti di intonaco su volterrana e ripristino dell'intradosso con realizzazione di intonaco armato
4. posa di rete in acciaio zincato per messa in sicurezza porzioni di solaio in laterocemento

La prima modalità esecutiva si applica al caso in cui non ci sia presenza di danneggiamenti delle pignatte sottostanti. Limitandosi al semplice rifacimento dell'intonaco e non sussistendo il rischio sfondellamento, non sono richieste particolari verifiche. Analogamente la seconda modalità esecutiva prevede la demolizione completa sia delle pignatte che dell'intonaco che si presentino lesionati e/o in fase di distacco. Essendo eliminato il rischio di sfondellamento con la demolizione, il successivo intonaco armato svolgerà una semplice funzione estetica non richiedendo quindi particolari verifiche. Allo stesso

La terza e la quarta soluzione hanno invece anche il compito di contenere l'intradosso del solaio svolgendo una funzione antisfondellamento. Risulta pertanto necessario eseguire specifiche verifiche sui relativi componenti. Si riportano di seguito tali verifiche.

2 Normativa di riferimento

- UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- ETAG 001 - Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete
- TR029 – Technical Report 029 - Design of Bonded Anchors

3 Intonaco armato su solaio a volterrane

3.1 Descrizione del sistema

Con l'espressione "solaio a volterrane" ci si riferisce ad un solaio i cui elementi portanti sono costituiti da putrelle in acciaio parallele, collegate tra loro da elementi in laterizio.

Il sistema di seguito descritto ha lo scopo di contenere l'intonaco ed eventuali porzioni di laterizio in caso di distacchi localizzati degli stessi determinati da lesioni nella porzione in laterizio.

Il sistema è costituito da una rete in acciaio zincato maglia 12,7x12,7 mm diametro 1,05 mm disposta trasversalmente alla direzione di orditura dei travetti in acciaio. I fili della rete sono realizzati con acciaio avente carico di snervamento superiore a 235 MPa. Poiché reti con caratteristiche quali quelle sopra descritte non hanno di norma certificazioni legate alla capacità

resistenti dei materiali, sarà necessario eseguire prove di carico ad hoc su porzioni di rete prelevati in cantiere. La rete è fissata ai travetti mediante piatti in acciaio S235 zincati caldo, rimanendo fissata tra i piatti in acciaio e l'ala inferiore dei travetti. Il piatto in acciaio a sua volta è fissato all'ala inferiore della putrella con viti in acciaio automaschianti, inserite previa realizzazione di prefori.

Successivamente il sistema appena descritto verrà annegato all'interno di un rinzafo realizzato con malta di calce idraulica ad alte prestazioni. Le caratteristiche meccaniche della malta sono scelte in maniera da limitare, in condizioni di esercizio, la fessurazione dell'intradosso.

Per contenere l'insorgere di microfessurazioni legate alla presenza dell'armatura nell'intonaco, la finitura superficiale dell'intradosso sarà armata con rete in fibra di vetro.

3.2 Carichi agenti

Il sistema viene dimensionato per un carico agente di 1 kN /mq.

3.3 Verifiche

Le verifiche sono state condotte applicando il metodo semiprobabilistico degli stati limite.

3.3.a Verifica rete

Descrizione del metodo di calcolo

L'analisi del sistema in oggetto è riconducibile all'analisi dell'equilibrio di una fune fissata su due punti alla stessa altezza e soggetta ad un carico verticale distribuito costante rispetto all'orizzontale ($q(x)=cost$).

Sia H la reazione orizzontale verticale sul primo vertice della fune. Consideriamo un tratto infinitesimo di fune ds che intercetta sulle ascisse il tratto dx e sulle ordinate il tratto dy .

L'equilibrio a traslazione del tratto analizzato dà

$$H \frac{d^2 y}{dx^2} dx = -q dx$$

da cui deriviamo la relazione

$$H \frac{d^2 y}{dx^2} = -q \Rightarrow \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{-q}{H}$$

che ci permette di affermare che la deformata della fune è una parabola di equazione

$$y(x) = \frac{-q}{2H} x^2 + C_1 x + C_2$$

Nel nostro caso, partendo da una fune inizialmente orizzontale, siamo in presenza di un problema del secondo ordine, per risolvere il quale dovremo correlare la deformazione della fune alla componente orizzontale H sfruttando la legge elastica

$$H = E A \epsilon = E A \frac{l - l_0}{l_0}$$

Risolviamo il problema iterativamente, imponendo inizialmente una freccia f al nostro sistema. La parabola assumerà la forma

$$y = \frac{f}{x_1^2} x^2$$

Dall'equazione della parabola ne calcoliamo la lunghezza, risolvendo l'integrale di linea,

$$l = \int_0^l ds = \int_{-x_1}^{x_1} \sqrt{1 + 4 \frac{f^2}{x_1^4} x^2} dx$$

Con la relazione vista sopra

$$H = E A \frac{l - l_0}{l_0}$$

troviamo H .

Iteriamo nella scelta della freccia f di modo che il momento agente

$$M_{Ed} = \frac{q l^2}{8}$$

eguali il momento resistente

$$M_{Rd} = H f$$

Verifiche

Si riportano di seguito i calcoli eseguiti

Verifica della rete

f	17,461276277	freccia
l [mm]	1000	distanza tra travi in mm
x	500	
α	6,984511E-05	coefficiente del termine di secondo grado della parabola
$4\alpha^2$	1,951335E-08	parametro per calcolo lunghezza fune
$(4\alpha^2)^{0,5}$	0,0001396902	parametro per calcolo lunghezza fune
l_{def} [mm]	1000,8124625	lunghezza della rete deformata
ϵ [%]	0,08%	deformazione unitaria dei fili della rete
f_{yk} [MPa]	235	resistenza caratteristica a snervamento
γ_s [-]	1,05	coefficiente di sicurezza acciaio
f_{yd} [MPa]	223,80952381	resistenza di progetto dell'acciaio della rete
E_s [MPa]	210000	modulo elasticità normale acciaio
σ_s [MPa]	170,61713143	tensione nei fili della rete
γ_G [-]	1,3	coefficiente di amplificazione del carico
q_G [kN/m ²]	1,25	carico agente
l [m]	1	distanza tra travi in m
M_{Ed} [kN m/m]	0,203125	momento agente
\varnothing [mm]	1,05	diametro filo rete
m [mm]	12,7	maglia della rete in mm
A_s [mm ² /m]	68,181218515	area di rete per m
M_{Rd} [kN m/m]	0,203125	momento resistente
ΔM [kN m/m]	2,751926E-11	Differenza tra momento agente e momento resistente. f viene scelto di modo da annullare/minimizzare in modulo tale differenza.

Verifica piatto

Il piatto di supporto della rete viene verificato come fosse una trave semplicemente appoggiata soggetta ad un carico distribuito. Si è calcolato pertanto il momento agente come

$$M_{Ed} = q \frac{l^2}{8}$$

e lo si è confrontato con il momento resistente valutato nell'ipotesi di comportamento ipastico della sezione (sezione in classe 1)

$$M_{Rd} = b \frac{t^2}{4}$$

Si riportano di seguito i calcoli eseguiti per la verifica

Verifica del piatto

La condizione di verifica più sfavorevole per il piatto di supporto della rete è quella in cui il crollo avviene su due campate contigue (lunghezza di competenza pari alla luce tra le putrelle del solaio)

d [mm]	400 distanza tra i bulloni in mm
q_{Ed} [kN/m]	1,625
$M_{Ed,y}$ [kN m]	0,0325 momento agente
b [mm]	40 larghezza del piatto
h [mm]	4 altezza del piatto
f_{yk} [MPa]	235 resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S235)
γ_S [-]	1,05 coefficiente di sicurezza acciaio
f_{yd} [MPa]	223,80952381 resistenza di progetto acciaio
$M_{Rd,y}$ [kN m]	0,0358095238 momento resistente

3.4 Verifica viti ancoraggio

Si riportano di seguito le verifiche della vite di ancoraggio del piatto alla putrella.

Verifica delle viti

$\tan\alpha$	0,0698451051 derivata prima/tangente deformata fune su appoggio
α	3,9953412964 angolo rispetto ad orizzontale della deformata della fune su appoggio
V_{Ed} [kN/m]	1,625 carico verticale agente su unità lunghezza trave
V_{Ed} [kN]	0,65 carico verticale agente su singola vite
A_{Res} [mm ²]	38,6 area resistente (M8)
f_{tb} [MPa]	400 classe 4.6
γ_{M2} [-]	1,25 coefficiente sicurezza giunzioni bullonate
V_{Rd} [kN]	11,1168 Resistenza teorica a trazione della vite

Il limite del sistema di ancoraggio in questione non è tanto nelle capacità resistenti della vite (il cui taglio resistente, come si vede dal calcolo sopra riportato, è ampiamente superiore al carico agente) quanto in quelle della madre vite che verrà realizzata con la vite automaschiante. Per verificare quest'ultima, in fase esecutiva dovranno essere realizzate prove di carico con un carico di sicurezza di 1 kN.

4 Rete antisfondellamento fissata con ancoranti chimici a solaio in laterocemento

4.1 Descrizione del sistema

In alcuni casi è prevista, al di sotto delle zone con rischio di sfondellamento, la posa di una rete in acciaio, fissata con ancoraggi chimici ai travetti strutturali. Il compito di tale rete è, in caso di sfondellamento, quello di raccogliere l'intonaco e i pezzi di pignatta caduti.

Il sistema è costituito da una rete in acciaio maglia 12,7x 12,7 mm diam. 1,05 mm zincata disposta trasversalmente alla direzione di orditura dei travetti del solaio. I fili della rete sono realizzati con acciaio avente carico di snervamento superiore a 235 MPa. Poiché reti con

caratteristiche quali quelle sopra descritte non hanno di norma certificazioni legate alla capacità resistenti dei materiali, sarà necessario eseguire prove di carico ad hoc su porzioni di rete prelevati in cantiere. La rete è fissata ai travetti mediante ancoraggi chimici diam. 6 mm e con piatti in acciaio zincato spessi 3 mm. I piatti sono fissati alle viti con dadi del tipo autobloccante a basso profilo.

4.2 Carichi agenti

Considerata la larghezza delle pignatte, in caso di sfondellamento si suppone che il carico agente sia di 0,5 kN /mq.

4.3 Verifiche

Le verifiche sono state condotte applicando il metodo semiprobabilistico degli stati limite.

4.3.a Calcolo sollecitazioni

Descrizione del modello di calcolo

La verifica è stata eseguita con il software salome_meca (<http://www.salome-platform.org>), che impiega come solutore FEM il codice code-aster (<http://code-aster.org>). La documentazione relativa alla validazione dei software, così come maggiori informazioni sulle rispettive licenze, sono disponibili sui rispettivi siti internet.

È stata modellata una porzione di rete avente dimensioni in pianta 50x50 cm. La rete è stata modellata in configurazione piana con tanti elementi “cable” quanti sono i relativi fili. E’ stato quindi applicato un carico distribuito di 0,5 kN/m². Limitandosi a tali ipotesi le verifiche risulterebbero però eccessivamente cautelative, sovrastimando il carico effettivamente agente nella rete. In questo modo non si terrebbe conto infatti della non perfetta aderenza della rete all’intradosso del solaio piano. In altri termini, la rete non viene posata perfettamente piana, presentando di norma, una volta posata, una freccia derivante dalle modalità di posa di circa 2 cm. Per tener conto di tale effetto si è applicata alla rete una deformazione termica dell’1 %.

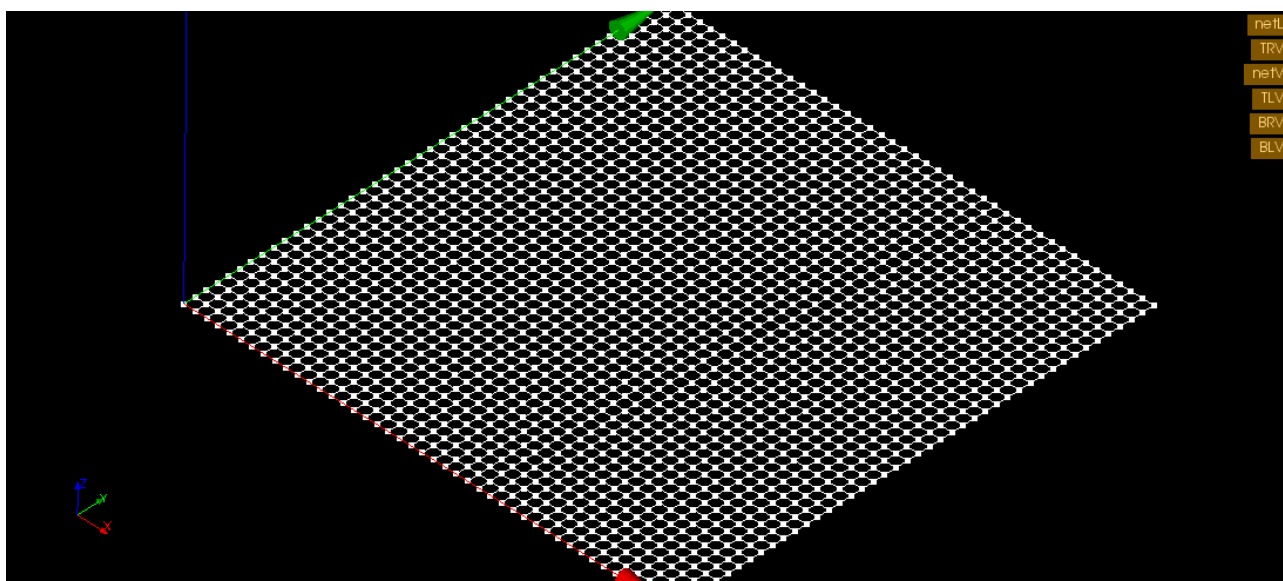


Illustrazione 1: Vista del modello della rete

Risultati

Si riportano di seguito i risultati derivanti dal calcolo.

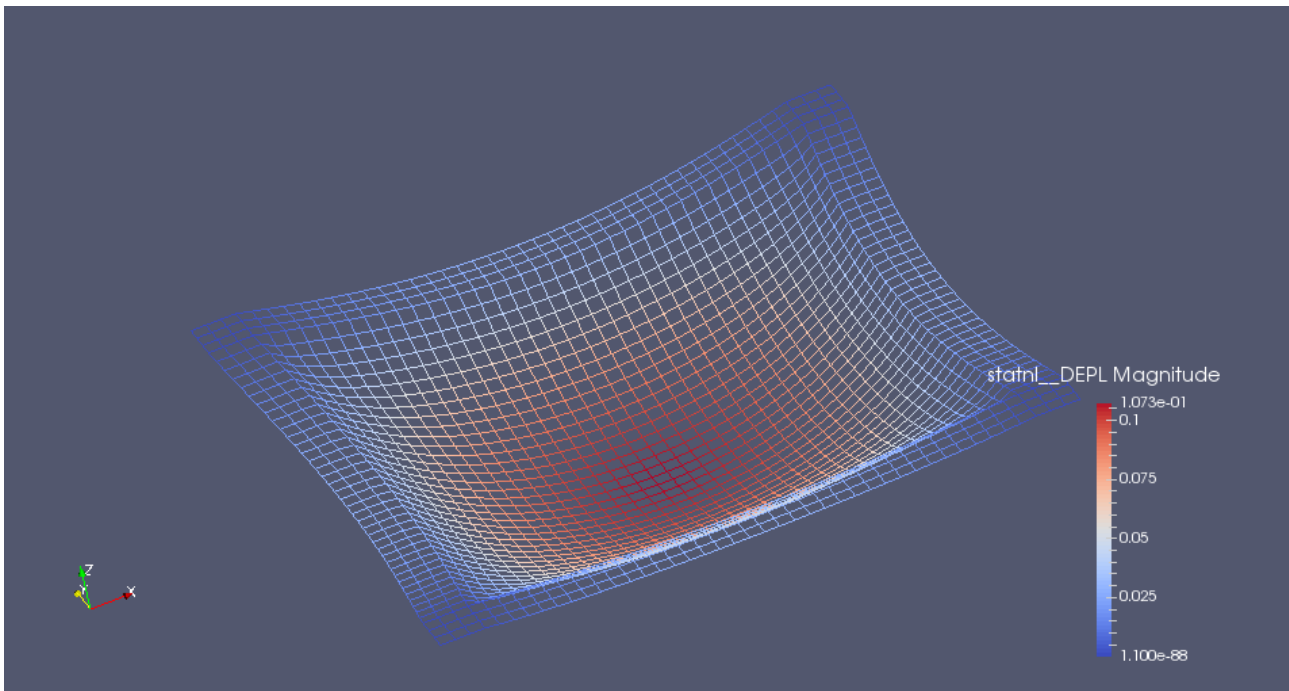


Illustrazione 2: Deformazione della rete. Gli spostamenti visualizzati sono stati amplificati.

L'abbassamento massimo nella mezzeria della rete è pari a 107,3 mm.

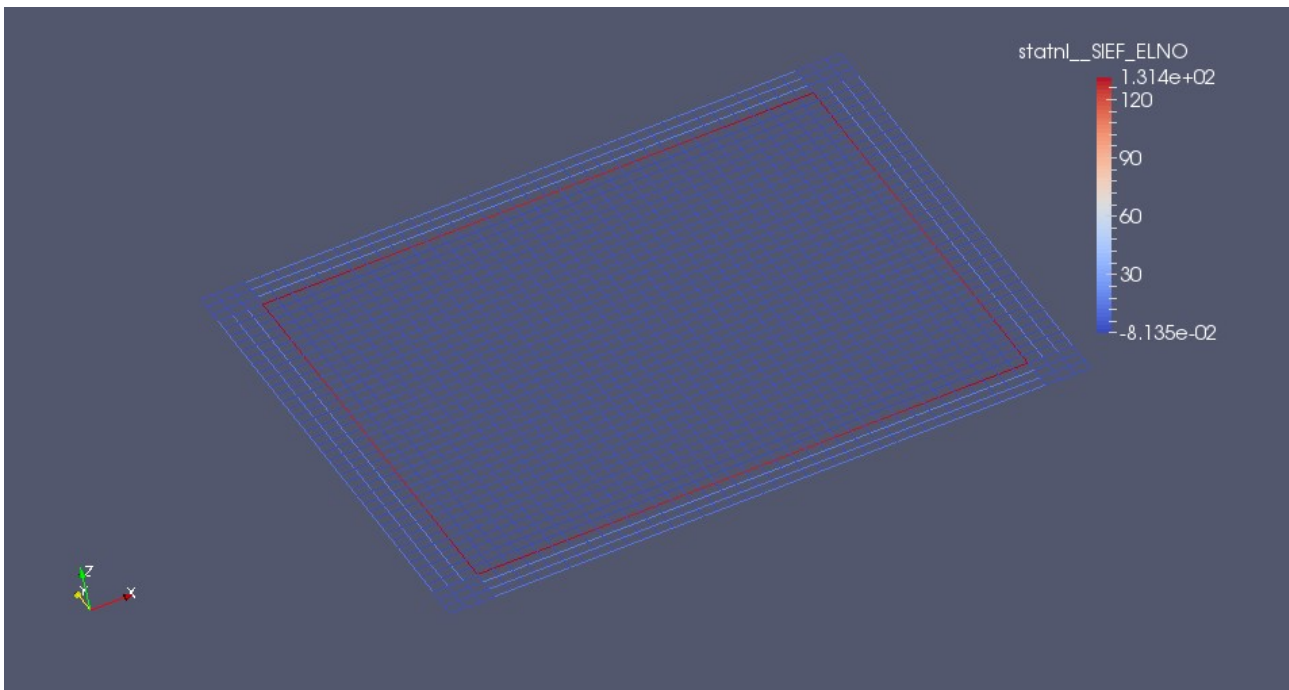


Illustrazione 3: Diagramma degli sforzi normali agenti nei fili della rete

Il carico massimo agente sul filo di rete più sollecitato è pertanto pari a

$$F_{Ed} = 131,4 \text{ N}$$

4.3.b Verifica rete

La rete è composta da acciaio zincato con carico di snervamento maggiore di 235 MPa e con un diametro di 1,05 mm.

Pertanto il carico massimo che può essere assorbito da un singolo filo è pari a

$$F_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A = \frac{200}{1,05} 0,865 N = 193,7 N > F_{Ed}$$

4.4 Verifica ancoraggi

Le reazioni vincolari sugli appoggi ottenute dal modello sono

$$R_{Ed,x} = 191,5 N$$

$$R_{Ed,y} = 191,5 N$$

$$R_{Ed,z} = 59,3 N$$

La norma ETAG 01 fornisce delle modalità di verifica degli ancoraggi su supporto in c.a. Considerando le specifiche condizioni di posa, con un supporto in parte in cls in parte in mattoni forati, la suddetta norma non è applicabile. Si rende pertanto necessario eseguire prove di carico in sito. Poiché delle tre componenti agenti sull'ancoraggio la più sfavorevole è quella verticale

$R_{Ed,z}$, il carico cui sottoporre gli ancoraggi sarà pari alla risultante delle reazioni vincolari

$$R_{Ed} = \sqrt{R_{Ed,x}^2 + R_{Ed,y}^2 + R_{Ed,z}^2} = \sqrt{191,5^2 + 191,5^2 + 59,3^2} N = 277,24 N$$

Generalmente il coefficiente di sicurezza applicato a tale tipo di verifiche è pari a 1,8 (vedi norma ETAG 01). Considerando le incertezze di modello oltre a quelle in fase esecutiva, si adotta in questo caso un coefficiente di sicurezza 3, che porta ad avere un carico di

$$R_{Ek} = \gamma \cdot R_{Ed} = 3 \cdot 277,24 N = 831 N$$

Gli ancoraggi da testare saranno quindi soggetti ad un carico di prova di 1 kN.

A tal riguardo preliminarmente alla lavorazione saranno eseguiti n. 5 ancoraggi di prova da realizzare con le medesime modalità realizzative degli ancoraggi finali. In caso di esito negativo sarà necessario rivedere la modalità esecutive, aumentando la profondità di infissione e/o cambiando la tipologia di resina adottata o il diametro della barra. Ulteriori prove di carico saranno eseguite al termine della lavorazione per verificare la corretta realizzazione della lavorazione.