Comune di Camerano
Provincia di Ancona

Adeguamento sismico della scuola materna "Ceci" sita in via Scandalli

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO – RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Gea Soc. Coop. –Prevenzione Rischio Sismico –

via Chiusa 6/A – Osimo (AN)

Gruppo di Lavoro:

Ing. Alessandro Bianchi – PROGETTISTA INCARICATO

Ing. Cinzia Scopece

INVESTIAMO NEL FUTURO

Committente: ***COMUNE DI CAMERANO***

Via San Francesco 24 – 60021 – Camerano (AN)

CORPO PRINCIPALE

Data:	*Aggiornamenti:*	*Elaborato:*
FEBBRAIO 2017		STRUTT_DEF/ESEC

Sommario

PREMESSA 3
1- NORMATIVA DI RIFERIMENTO 3
2- CONOSCENZA DEL MANUFATTO 3
2.1 Descrizione generale dell'opera 3
2.2 Progetto originario 6
2.3 Documentazione recente 9
2.4 Esito del rilievo geometrico-strutturale 10
2.5 Documentazione fotografica 11
3- INDAGINI IN SITU 16
3.1 Sui terreni per la caratterizzazione dei suoli 16
3.2 Sull'edificio per l'acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza FC e delle proprietà dei materiali esistenti 16
3.3 Determinazione della resistenza meccanica dei materiali esistenti 19
4- VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 20
5- VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO 20
6- AZIONI SULLA COSTRUZIONE e COMBINAZIONI DELLE AZIONI 21
6.1 Analisi dei carichi 21
6.2 Determinazione dell'azione della neve 22
6.3 Azione sismica 22
6.4 Combinazione delle azioni 24
a) *Combinazione fondamentale* (SLU): 24
b) Combinazione caratteristica (rara) (SLE): 24
c) Combinazione frequente (SLE): 24
d) Combinazione quasi permanente (SLE): 25
e) Combinazione sismica (SLV, SLD,SLO): 25
7- ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI INTERVENTO PER L'ADEGUAMENTO SISMICO 26
7.1 Rinforzo a taglio e pressoflessione dei pilastri e delle travi 26
7.2 Rinforzo delle fondazioni per l'assorbimento dello sforzo di trazione 39
8- CENTRALE TERMICA 40
9- INSERIMENTO DI CORPO ASCENSORE PER IL SUPERAMENTO DELLE BARRIERE ARCHITETTONICHE 41

GEA Soc. Coop a r l
Sede legale
via Martiri della Resistenza 7
60129 ANCONA Italy

Sede operativa
via Chiusa 6/a
60027 OSIMO Ant Italy
P.Iva 02457310429
C.F. 02457310429

Tel. +39 393 6918480
www.geacoop.eu
info@geacoop.eu
PEC mail: geacoop@pec.it

PREMESSA

La presente relazione illustrativa e di calcolo esecutivo delle strutture espone i criteri e le modalità di calcolo degli interventi di adeguamento sismico della scuola materna “Ceci”, oltre a tutto quanto necessario a consentire la definizione e il dimensionamento di ogni altra nuova struttura prevista all’interno del progetto, in ogni suo aspetto generale e particolare.

La relazione dei calcoli esecutivi è accompagnata dagli elaborati grafici di insieme e di dettaglio delle strutture in cemento armato, acciaio e muratura, ai quali si rimanda per ogni eventuale informazione non direttamente esplicitata all’interno del presente elaborato.

1- NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è redatto nel rispetto delle seguenti normative tecniche:

− Decreto Ministeriale del 14/1/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 4/2/2008 suppl. ord. n. 30, nel seguito indicato come NTC2008);

− Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008 (G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27).

2- CONOSCENZA DEL MANUFATTO

2.1 Descrizione generale dell’opera

La scuola materna “Ceci” è situata in un area di proprietà dell’Amministrazione, collocata a sud del territorio comunale, affiancata da un'altra scuola per l’infanzia detta “Mengarelli” con cui condivide la stessa pertinenza.

Figura 1. Aerofoto del Comune di Camerano con localizzazione della scuola materna Ceci

Figura 2. Aerofoto della scuola materna Ceci in via Scandalli

Il fabbricato sorge su un leggero pendio che va da est a ovest.

L'edificio in esame è costituito da un unico corpo di fabbrica con struttura portante in telai tridimensionali in c.a., caratterizzati dalla presenza di pilastri tutti uguali di dimensioni 30x30 cm e travi prevalentemente di dimensioni 30x60 cm, ad eccezione di alcuni elementi in corrispondenza delle rampe delle scale interne. I solai di piano e di copertura sono tutti in laterocemento; le tamponature esterne sono realizzate "a cassetta", con fodera interna ed esterna in mattoni forati. La copertura è a falde inclinate ed è caratterizzata da discontinuità.

L'edificio si sviluppa per una buona parte su due elevazioni, mentre una porzione del fabbricato è costituita da un piano rialzato, al quale si accede da scala interna e che è fornito di uscita di emergenza, e dall'interpiano del vano scala principale che collega il piano terra al piano primo.

All'esterno, in prossimità dell'accesso lato sud-ovest all'edificio, è presente un volume destinato a centrale termica, realizzato con murature in blocchi forati di laterizio accostate al fabbricato.

A nord in corrispondenza dell'attuale ingresso al piano primo della scuola, l'edificio ha un'area giochi all'aperto parte della quale è dotata di tettoia di protezione con struttura in legno lamellare. L'area funge inoltre da luogo sicuro di ritrovo in caso di evacuazione dal fabbricato in situazione d'emergenza.

I locali del piano terra sono attualmente destinati alle attività del Centro Sociale Comunale: detti ambienti sono stati separati dal resto dell'edificio scolastico mediante la chiusura con pannelli in cartongesso dell'apertura che avrebbe collegato il piano terra al vano scala interno, il quale dunque è ad esclusivo utilizzo del personale scolastico e degli alunni per gli spostamenti dal piano primo, dove hanno luogo le aule e i servizi igienici, al piano rialzato adibito a mensa.

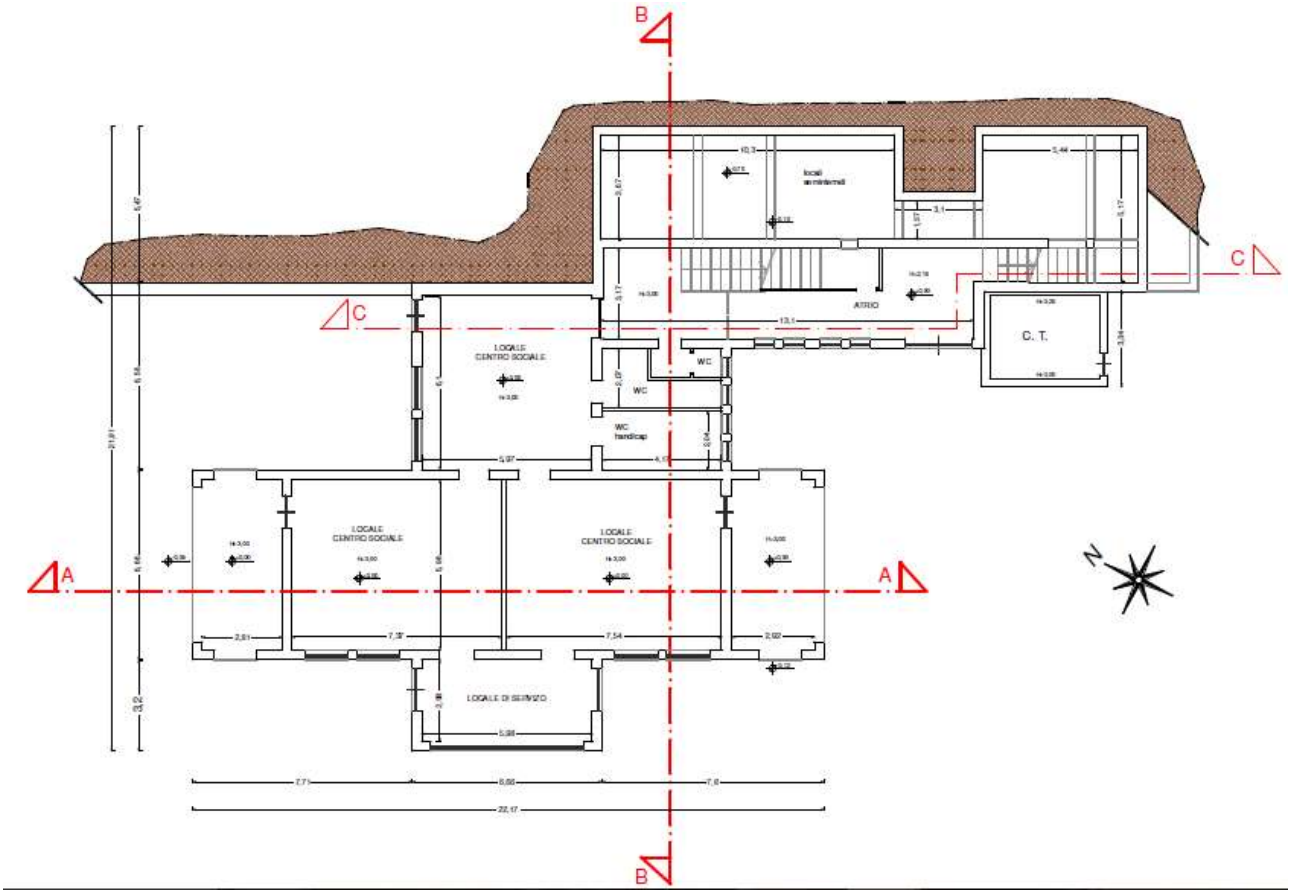


Figura 3. Pianta del piano terra

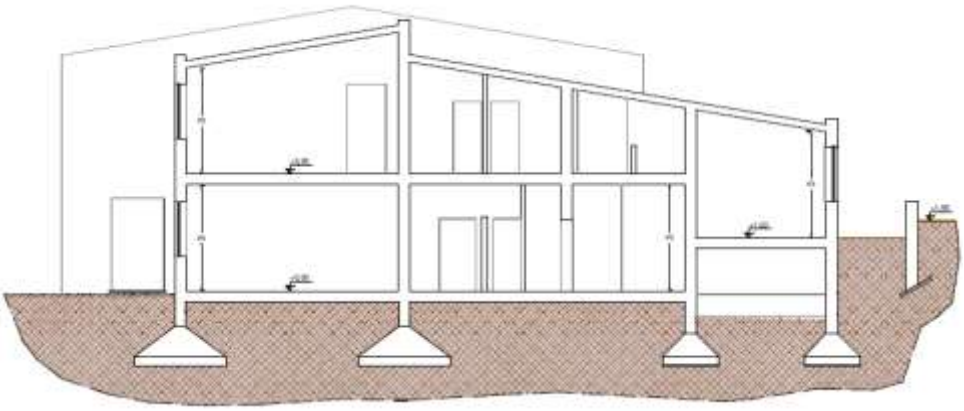


Figura 4. Sezione B-B

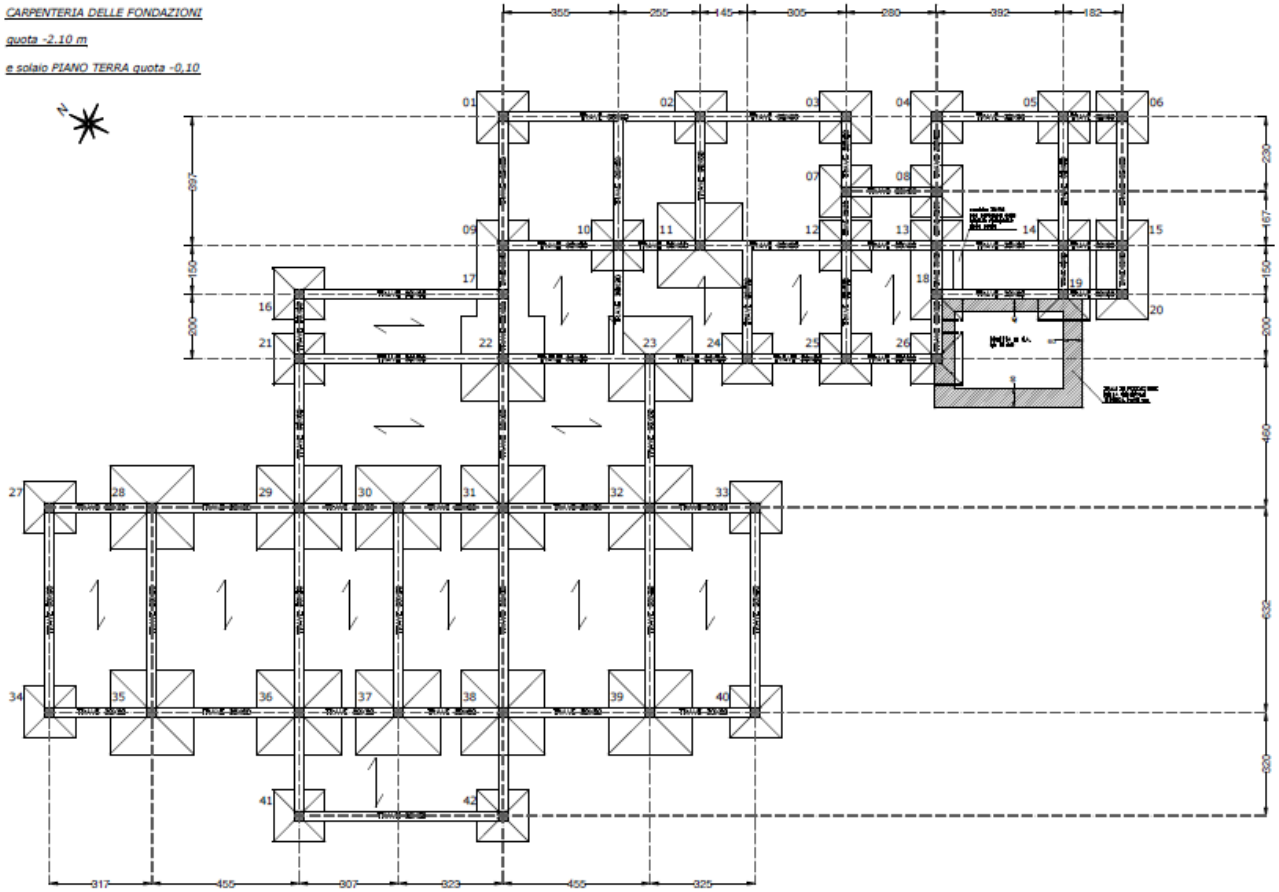


Figura 5. Carpenteria delle fondazioni e del primo solaio

2.2 Progetto originario

La documentazione del progetto originario relativo all'edificio, disponibile presso l'Amministrazione, è composta principalmente da:

- Progetto architettonico a firma degli architetti Ballardini e Balli di Bologna, depositato alla commissione provinciale per l'edilizia scolastica il 31 / 07 / 1974;
- Progetto delle strutture a firma dell'ing. Giovanni Bazzocchi, depositato con n° 1106/78 in data 28 /12 /1978 agli uffici del genio civile di Ancona;
- Libretti delle misure corredati da schemi grafici per la contabilità;
- Verbali delle visite in corso d'opera;
- Relazione a struttura ultimata a firma del progettista e direttore dei lavori delle strutture ing. Giovanni Bazzochi;
- Certificato di collaudo tecnico dell'opera redatto dall'ing. Massimo Andrenelli.

Dall'analisi della documentazione a disposizione è stato possibile avere un primo inquadramento generale delle caratteristiche del fabbricato oggetto di adeguamento, utile per individuare meglio, durante la fase del rilievo, le eventuali modifiche apportate all'edificio nel corso del tempo.

Lo studio del progetto originario è stato fondamentale soprattutto per identificare la geometria strutturale e i dettagli costruttivi necessari per una prima modellazione e per l'analisi numerica del fabbricato; gli elaborati a disposizione hanno costituito altresì un punto di partenza per il rilievo di

cui sopra e per focalizzare le indagini solo sugli aspetti strutturali risultati i più critici ai fini della progettazione in essere.

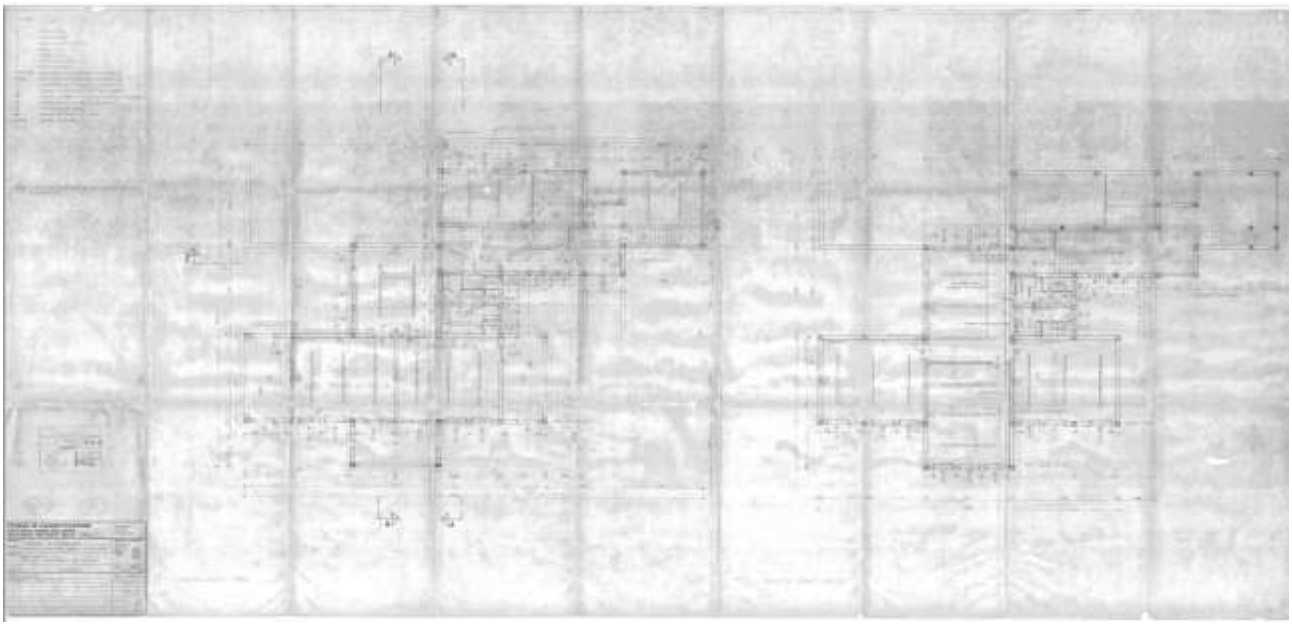


Figura 6. Tavola del progetto architettonico - piante piano terra e primo

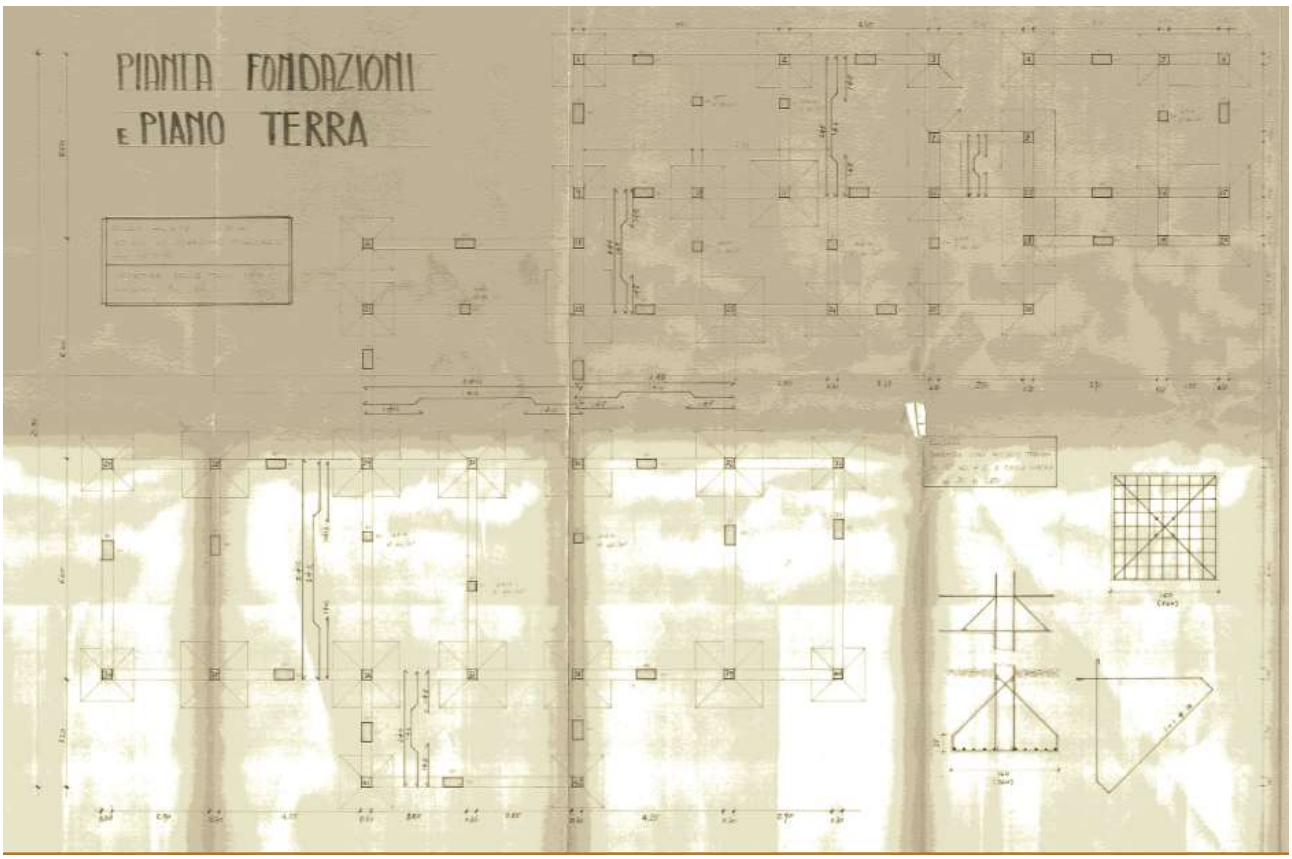
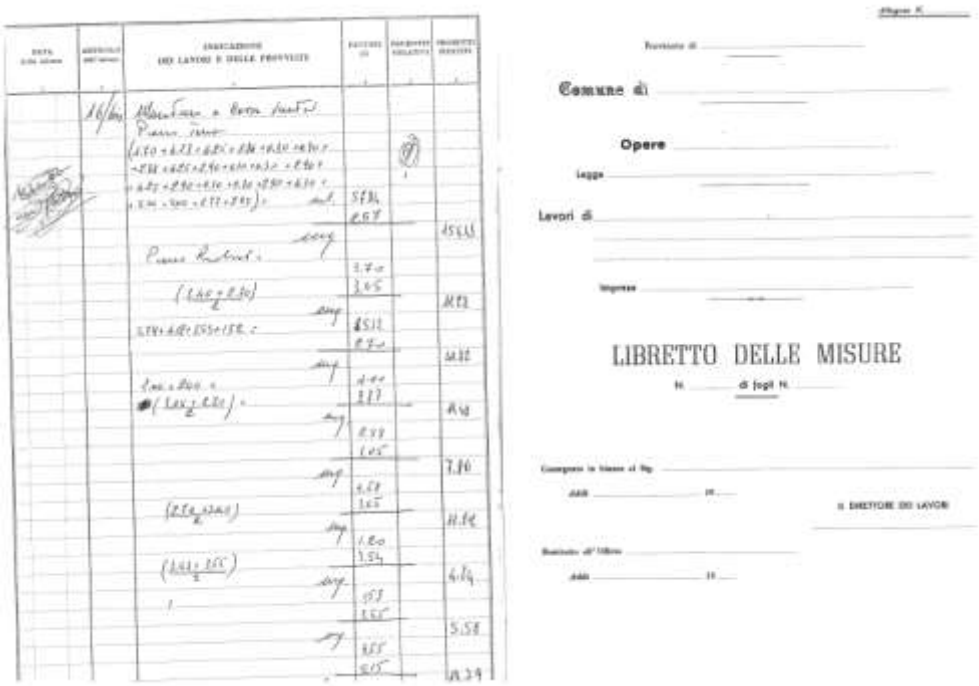


Figura 7. Carpenteria delle fondazioni e primo solaio



Comune di

Opere

Legge

Lavori di

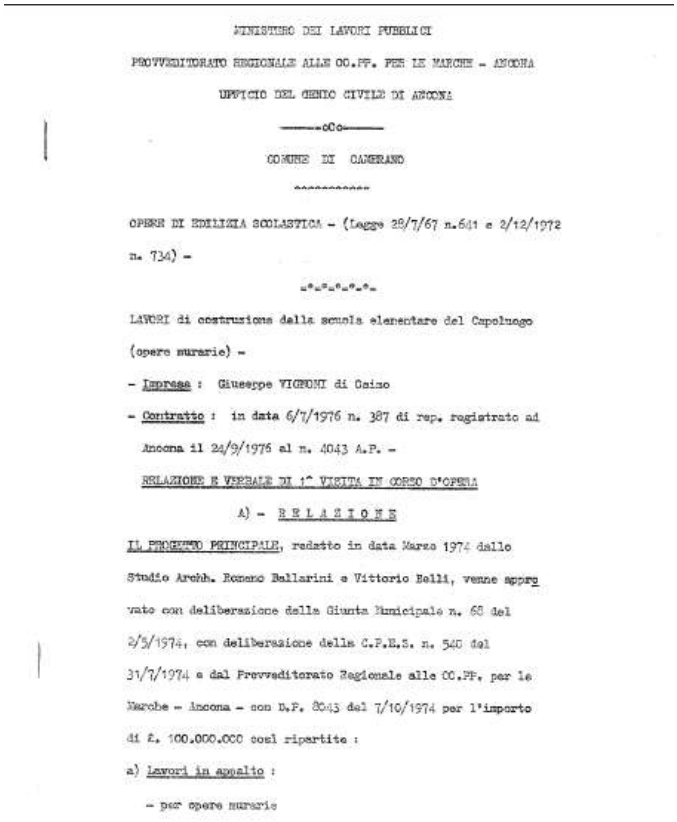
Impresa

LIBRETTO DELLE MISURE

N. di fogli N.

IL DIRETTORE DEI LAVORI

Figura 8. Libretto delle misure – estratto



MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

PROVVEDITORATO REGIONALE ALLE OO.PP. PER LE MARCHE - ANCONA

UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI ANCONA

———oOo———

COMUNE DI CAMERANO

OPERE DI EDILIZIA SCOLASTICA - (Legge 28/7/67 n.641 e 2/12/1972 n. 734) -

LAVORI di costruzione della scuola elementare del Capoluogo (opere murarie) -

- Impresa : Giuseppe VIGNONI di Osimo
- Contratto : in data 6/7/1976 n. 387 di rep. registrato ad Ancona il 24/9/1976 al n. 4043 A.P. -

RELAZIONE E VERBALE DI 1^ VISITA IN CORSO D'OPERA

A) - R E L A Z I O N E

IL PROGETTO PRINCIPALE, redatto in data Marzo 1974 dallo Studio Archh. Romano Ballarini e Vittorio Belli, venne approvato con deliberazione della Giunta Municipale n. 68 del 2/5/1974, con deliberazione della C.P.E.S. n. 540 del 31/7/1974 e dal Provveditorato Regionale alle OO.PP. per le Marche - Ancona - con D.P. 8043 del 7/10/1974 per l'importo di £. 100.000.000 così ripartite :

a) Lavori in appalto :

- per opere murarie

Figura 9. Verbale di visita in cantiere

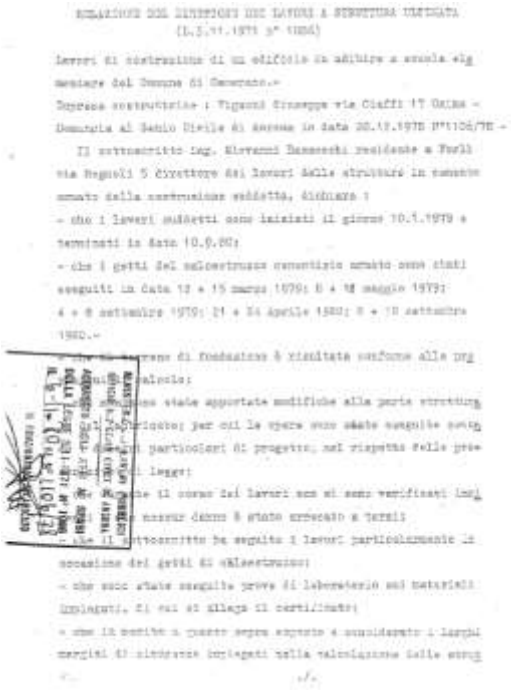


Figura 10. Relazione a struttura ultimata

Figura 11. Certificato di collaudo strutturale

2.3 Documentazione recente

La necessità di avviare un percorso progettuale avente per oggetto il patrimonio scolastico si è evidenziata già a partire dall'anno 2011, durante il quale l'Amministrazione ha affidato l'incarico di verificare la vulnerabilità sismica di diversi edifici scolastici nel territorio comunale, tra cui la materna "Ceci".

Nell'agosto 2011 dunque lo Studio Grassi del Geom. Otello Grassi di Perugia, su incarico del Dott. Ing. Bruno Pelaggi di Perugia per conto del Comune di Camerano, ha eseguito un primo studio geologico sulle indagini geofisiche comprensivo di una campagna di indagini sismiche presso la scuola, in relazione alla valutazione del livello di adeguatezza sismica. A supporto delle suddette indagini l'Amministrazione fornì allo Studio la documentazione originaria relativa agli studi geologici e geognostici sul terreno di fondazione del fabbricato e su terreni limitrofi, condotti in occasione della progettazione dello stesso. L'esito delle indagini dello Studio Grassi è illustrato nella "*Relazione geologica sulle indagini geofisiche – riferimento: CAM 0111".*

Sempre nell'agosto 2011 sono state svolte alcune indagini diagnostiche, finalizzate alla verifica dello stato del fabbricato, da parte del laboratorio Unilab di Perugia del prof. Ing. Antonio Borri: le risultanze sono documentate nel *Rapporto di Prova n°68/3 – 11*, il quale ha evidenziato una buona corrispondenza dei dettagli costruttivi agli elaborati esecutivi originali e una buona qualità dei materiali strutturali (calcestruzzo e acciaio per armature), seppur basata su un numero limitato di prove.

A seguito degli esiti delle indagini geologiche e diagnostiche sui materiali, nel settembre 2011 l'Ing. Bruno Pelaggi incaricato ha eseguito la prima verifica tecnica sullo stato delle strutture dal punto di vista sismico, contenuta nel documento "*Verifiche di vulnerabilità sismica - Ai sensi del D.M. 14/01/2008 - Scuola materna "Ceci", via Scandalli, Camerano (AN)"*.. Adottando un livello di

conoscenza LC3 che, alla luce della documentazione analizzata, è risultata una scelta poco cautelativa, egli ha eseguito sulla struttura un'analisi dinamica lineare dalla quale è emerso che le maggiori criticità sono relative ai meccanismi duttili e fragili sui pilastri e al collasso dei nodi, con indicatori di rischio minori di 0,3. Il progettista incaricato indicava come possibile intervento di miglioramento il rinforzo a pressoflessione e a taglio di alcune pilastrate mediante applicazione di nastri in materiale composito, e il rinforzo dei nodi trave-pilastro.

Infine, il Dott. Ing. Pelaggi ha redatto la *Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico* ai sensi dell'OPCM 3274 del 2003, in cui sono riassunti tutti i dati essenziali relativi all'edificio e alla sua valutazione di vulnerabilità sismica.

Nel recente luglio 2016 l'Amministrazione ha dato mandato al Dott. Geol. Francesco Corona di Castelfidardo (AN) di redigere una nuova relazione geologica geotecnica sui terreni interessanti l'edificio in oggetto, propedeutica alla progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva di cui all'incarico affidato allo scrivente.

2.4 Esito del rilievo geometrico-strutturale

Dal rilievo condotto è emersa una quasi perfetta conformità tra il costruito e quanto previsto in progetto: le differenze più significative riguardano i seguenti punti:

- Alcune sezioni dei cordoli di fondazione, previste 30x30 cm, sono state uniformate alle dimensioni delle travi principali 30x60 cm;
- L'orditura di parte della copertura del volume più alto è ruotata nella direzione perpendicolare rispetto a quella indicata nelle carpenterie originali;
- Il piano fondale dei plinti in corrispondenza del piano rialzato è alla stessa quota di quello di tutti gli altri plinti di fondazione della struttura; non si trova cioè a quota più alta come rappresentato nelle sezioni architettoniche.

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi, grazie all'utilizzo della strumentazione in dotazione per il rilievo delle barre d'armatura dei pilastri e delle travi, è stato possibile verificare quanto già individuato dalle indagini condotte dal laboratorio Unilab e quindi la corrispondenza con le indicazioni degli elaborati grafici esecutivi e della relazione di calcolo originaria del progetto strutturale.

Grazie al rilievo geometrico-strutturale e al resto delle informazioni in possesso dello scrivente, è stato dunque possibile modellare il fabbricato mediante software di calcolo e condurre analisi di tipo non lineare dalle quali è emerso, com'era prevedibile, che gli elementi più critici siano senza dubbio i pilastri, vista l'armatura trasversale costituita da Φ6 a passo 20 cm e la loro minor rigidezza rispetto alle travi calate che vi confluiscono.

Un'altra criticità è rappresentata dalla presenza di pilastrini tozzi che spiccano dalle fondazioni fino al primo impalcato del piano terra, caratterizzato anch'esso da un grigliato di rigide travi 30x60 cm: tali pilastrini hanno un'altezza di circa un metro, che per più della metà è inglobata nella sezione delle travi confluenti.

2.5 Documentazione fotografica

Il rilievo geometrico è stato accompagnato da un report fotografico per documentare lo stato attuale dei luoghi in cui si andrà a intervenire.

FOTO 1

FOTO 2

FOTO 3

FOTO 4

FOTO 5

FOTO 6

FOTO 7

FOTO 8

FOTO 9

FOTO 10

FOTO 11

FOTO 12

FOTO 13

FOTO 14

FOTO 15

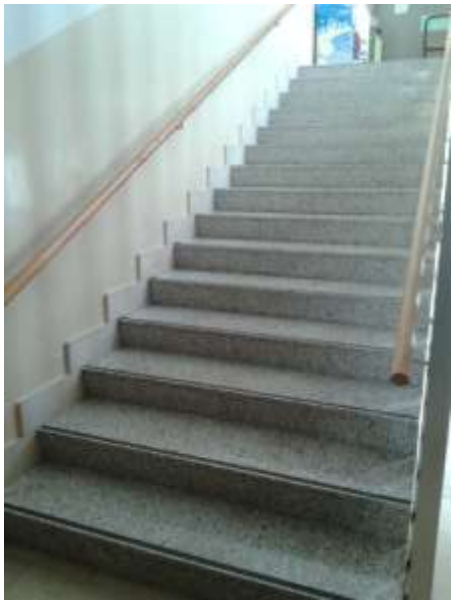


FOTO 16

FOTO 17

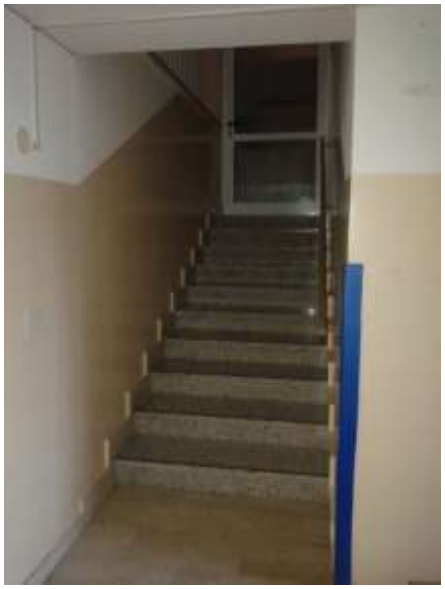


FOTO 18

FOTO 19

FOTO 20

FOTO 21

FOTO 22

FOTO 23

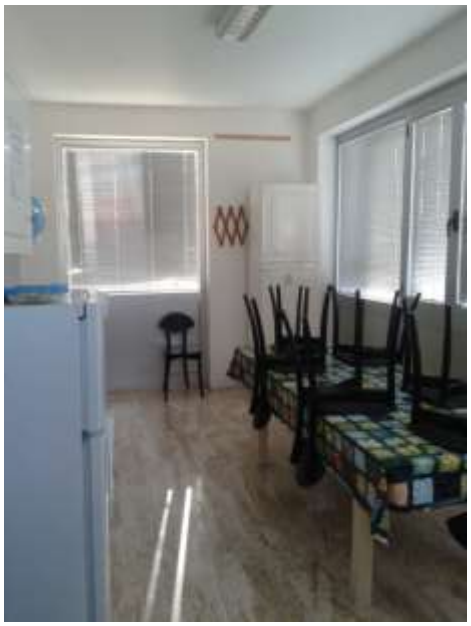


FOTO 24

3- INDAGINI IN SITU

3.1 Sui terreni per la caratterizzazione dei suoli

Sulla base dell'indagine geofisica mediante prova MASW per il calcolo del valore V_{s30} , eseguite dalla Tecnosondaggi di Brugiapaglia Claudio per conto del Geol. Francesco Corona, è risultato che la categoria di sottosuolo caratteristica del sito su cui si trova l'edificio è di tipo ***C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina molto consistenti***, ai sensi della Tabella 3.2.II delle NTC 08.

<u>Caratterizzazione topografica della zona</u>

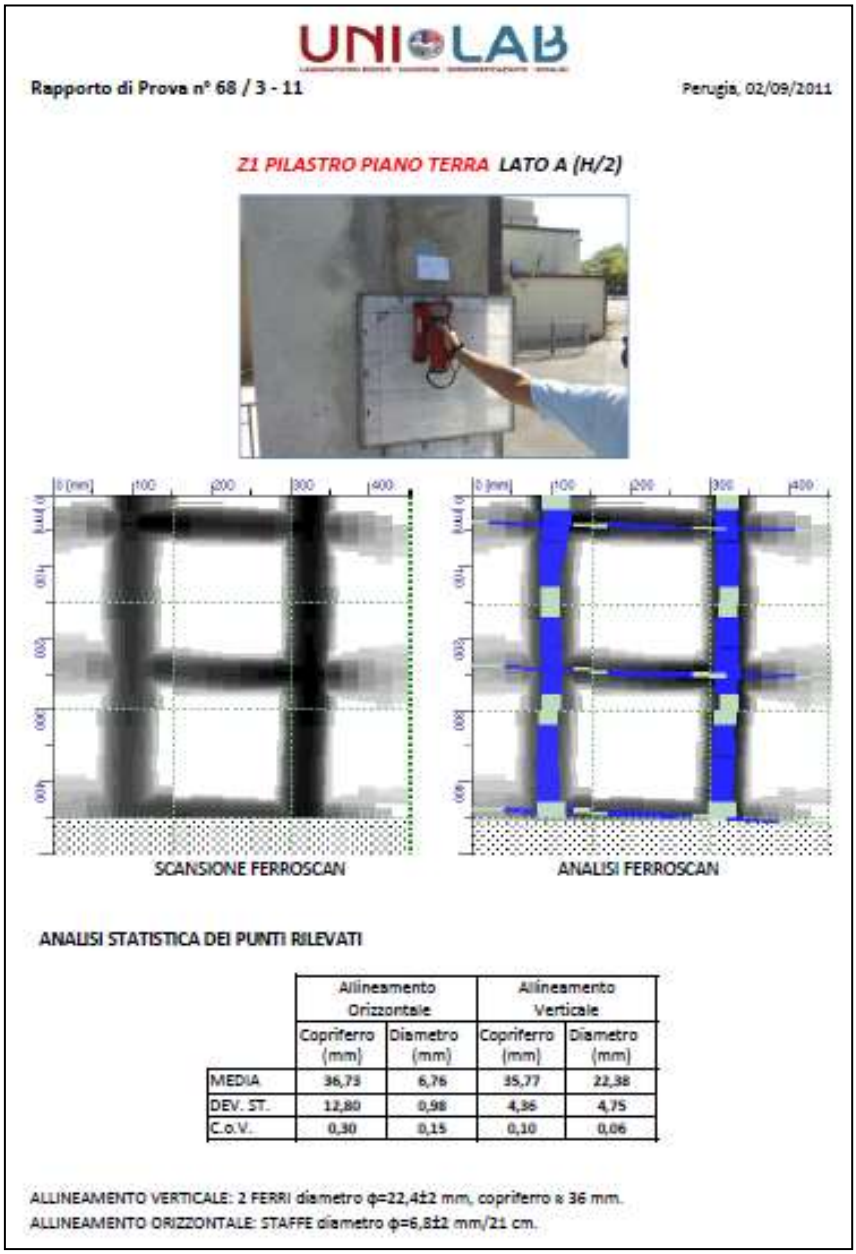
Ai sensi delle indicazioni riportate in tabella 3.2.IV delle NTC, per il sito in esame è stata individuata una categoria topografica **T1**, poiché la struttura si trova su di una superficie prevalentemente pianeggiante o comunque in presenza di pendii di inclinazione media minore di 15°.

3.2 Sull'edificio per l'acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza FC e delle proprietà dei materiali esistenti

In occasione della verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio eseguita dall'Ing. Pelaggi, furono svolte dal laboratorio Unilab di Perugia del prof. Ing. Antonio Borri indagini strumentali e di laboratorio così pianificate:

1) n. 5 zone di prove magnetoscopiche tramite ferroscan per verificare la corrispondenza dei dettagli costruttivi agli elaborati originali del progetto esecutivo;
2) n. 2 carotaggi su elementi in c.a. e relative prove di compressione e carbonatazione per determinare le proprietà meccaniche del calcestruzzo;
3) n. 2 prove di durezza per determinare le proprietà meccaniche dell'acciaio per c.a..

A seguire si riportano alcuni risultati delle suddette indagini, tratte dal *Rapporto di Prova n°68/3 – 11* di Unilab.



UNILAB

Rapporto di Prova n° 68 / 3 - 11 Perugia, 02/09/2011

Z1 PILASTRO PIANO TERRA ***LATO A (H/2)***

SCANSIONE FERROSCAN ANALISI FERROSCAN

ANALISI STATISTICA DEI PUNTI RILEVATI

	Allineamento Orizzontale		Allineamento Verticale	
	Copriferro (mm)	Diametro (mm)	Copriferro (mm)	Diametro (mm)
MEDIA	36,73	6,76	35,77	22,38
DEV. ST.	12,80	0,98	4,36	4,75
C.o.V.	0,30	0,15	0,10	0,06

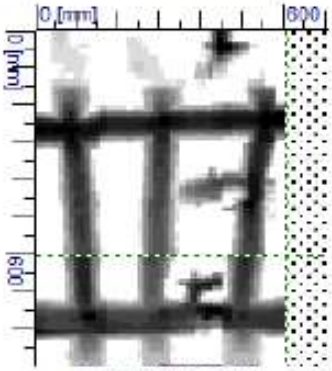
ALLINEAMENTO VERTICALE: 2 FERRI diametro ϕ=22,4±2 mm, copriferro ≈ 36 mm.
ALLINEAMENTO ORIZZONTALE: STAFFE diametro ϕ=6,8±2 mm/21 cm.

Figura 12. Rilevamento dell'armatura in un pilastro

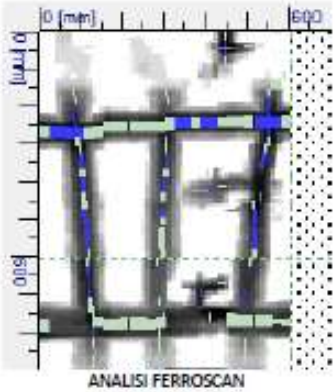
UNILAB

Rapporto di Prova n° 68 / 3 - 11 Perugia, 02/09/2011

Z3 TRAVE PIANO TERRA PROSPETTO (L/2)



SCANSIONE FERROSCAN



ANALISI FERROSCAN

ANALISI STATISTICA DEI PUNTI RILEVATI

	Allineamento Orizzontale		Allineamento Verticale	
	Copriferro (mm)	Diametro (mm)	Copriferro (mm)	Diametro (mm)
MEDIA	-	-	59,12	7,70
DEV. ST.	-	-	12,13	1,76
C.o.V.	-	-	0,21	0,23

ALLINEAMENTO VERTICALE: STAFFE diametro ϕ=7,7±2 mm/18 cm.

Figura 13. Rilevamento dell'armatura di una trave

DATI DICHIARATI

ID Provino	Sigla/Contrassegno	Data getto	Classe R_{CK}	Provenienza
027111/01/01	Z1	N.D.	N.D.	Piano terra
027111/01/02	Z2	N.D.	N.D.	Piano primo

DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITA' DI CARBONATAZIONE
(UNI 9944:1992; UNI EN 14630:2007)

	PROFONDITA' DI CARBONATAZIONE				
ID Provino	Sigla/ Contrassegno	Data prova	D_{Kmax} [mm]	D_{Kmin} [mm]	D_{Kmedio} [mm]
027111/01/01	Z1	26/08/11	20	20	20
027111/01/02	Z2	26/08/11	45	50	45

RESISTENZA A COMPRESSIONE
(UNI EN 12390-3:2003)

DATI PRELIMINARI ALLA PROVA					RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE		
ID Provino	Data prova	Massa (kg)	Diametro Φ (mm)	Altezza h (mm)	F (kN)	fc (N/mm²)	P (NE-EM)
027111/01/01 Z1	01/09/11	2,684	93,98	187,21	117,21	16,9	EM
027111/01/02 Z2	01/09/11	2,687	93,87	187,26	85,31	12,3	EM

P = Preparazione del provino: NE = Non eseguita, EM =Eseguita molatura.
N.D. = Non dichiarato

Figura 14. Risultati delle prove sul calcestruzzo

Poiché relativamente ai dettagli costruttivi e alle proprietà dei materiali si ritiene che sia stata conseguita una conoscenza adeguata, il progetto di adeguamento sismico farà seguito a valutazioni condotte con un livello di conoscenza **LC2 da applicarsi al solo calcestruzzo**, in maniera più cautelativa rispetto a quanto assunto dall'Ing. Pelaggi incaricato della prima verifica di vulnerabilità sismica. La scelta è stata dettata dalla tipologia e dal numero (limitato) di prove che sono state condotte sui materiali strutturali e di verifiche sui dettagli costruttivi.
In conseguenza, per il calcestruzzo, si adotterà un fattore di confidenza **FC = 1,2**.

3.3 Determinazione della resistenza meccanica dei materiali esistenti

La resistenza meccanica cilindrica media del calcestruzzo in sito è stata stimata elaborando i dati dei carotaggi uscenti dal laboratorio prove dei materiali con la formula ACI (American Concrete Institute), comunemente usata nelle attività di verifiche sismiche di edifici esistenti.

Le due carote estratte sono state sottoposte a prova di schiacciamento fornendo i valori denominati nella tabella sottostante come $f_{car,i}$; questi valori elaborati hanno fornito il valore finale leggibile nella colonna $f_{cis,i.}$

Denominazione	ϕ (mm)	h (mm)	h/d	$F_{h/ϕ}$	$F_{ϕ/a}$	$F_{ϕ/c}$	F_a	$f_{car,i}$ (N/mm²)	$f_{cis,i}$ (N/mm²)	ID - Carota	N° progr.	Rcm (Mpa)
CR 1	94,0	187,0	1,99	1,00	0,9910	1,00	1,06	16,9	17,8	CR 1	1	21,4
CR 2	94,0	187,0	1,99	1,00	0,9910	1,00	1,06	12,3	12,9	CR 2	2	15,6
0	1	1	1,00	0,87	1	1,00	1,06	0,0	0,0	0	3	0,0

Il valore medio tra 17,8 N/mm^2 e 12,9 N/mm^2 è di **15,35 N/mm^2**.

Il valore di resistenza poi utilizzato nel calcolo sarà f_{cm} / (FC x γ_c) nel caso di analisi dei meccanismi fragili (taglio e nodi), ovvero f_{cm} / FC nel caso di meccanismi duttili (flessione).

Per quanto riguarda l'acciaio, si è considerato cautelativamente un valore della resistenza media a trazione pari a **360 N/mm^2**.

4- VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sarà eseguita con riferimento agli stati limite ultimi di resistenza (SLU, SLV) mediante i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego di coefficienti parziali di sicurezza normato dalle NTC08, confrontando i valori di resistenza di progetto R_d con quello di progetto dell'effetto delle azioni E_d.

La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limite d'esercizio, in particolare nei riguardi dello SLD, potrà essere espressa controllando aspetti legati alla funzionalità degli elementi non strutturali, quali tamponature e divisori interni, limitandone il danneggiamento, valutando quindi la deformabilità della struttura.

5- VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

I parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito sono riassunti nella seguente tabella.

Vita Nominale V_N	50 anni – Opere ordinarie
Classe d'uso	III – Affollamenti significativi (C_U=1,5)
Periodo di Riferimento V_R	50 x 1,5 = 75 anni
Categoria del sottosuolo	C -*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina molto consistenti*
Categoria Topografica	T1 – *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°*
Amplificazione topografica S_T	1,0
Zona sismica del sito	2

Dalla relazione geologica geotecnica a firma del Geol. Corona emerge che, a seguito degli studi di microzonazione sismica svolti nel comune di Camerano, l'area in oggetto è stata classificata nella "Zona 0", e cioè in "*..una zona stabile suscettibile di amplificazione locale costituita da argille azzurre..",* di cui sarà necessario tener conto se del caso in fase di progettazione definitiva e esecutiva.

In ultimo si segnala che dall'esecuzione dell'indagine sismica HVSR per il calcolo delle frequenze di risonanza del terreno è stato rilevato un picco alla frequenza di circa 3 Hz, indicazione che dovrà essere tenuta in considerazione per il progetto degli interventi di adeguamento.

6- AZIONI SULLA COSTRUZIONE e COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni gravitazionali cui è assoggettata la struttura sono:

- Peso proprio
- Carichi permanenti
- Carichi accidentali per destinazione d'uso C1 / C2 (ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole)
- Carichi accidentali dovuti alle precipitazioni nevose in copertura.

N.B. L'azione del vento è trascurata poiché risulta trascurabile se paragonata all' azione sismica.

6.1 Analisi dei carichi

I carichi verticali agenti sulla struttura sono determinati sulla base delle seguenti analisi.

SOLAIO 16+4 - SCUOLA (solaio piano terra e rialzato)				
	Materiale	*γ (kg/mc)*	*spessore (m)*	***kg/mq***
G1	Solaio in laterocemento h=16+4 cm, i=33cm			**250**
G2	Massetto di sottofondo	1900	0,07	133
	pavimento in marmo		0,03	80
	TOT			**213**
Qk	Cat. C1 – ambienti suscettibili di affollamento			**300**

SOLAIO 16+4 - SCUOLA (solaio piano primo)				
	Materiale	*γ (kg/mc)*	*spessore (m)*	***kg/mq***
G1	Solaio in laterocemento h=16+4 cm, i=33cm			**250**
G2	Intonaco all'intradosso	2000	0,015	30
	massetto di sottofondo	1900	0,07	133
	pavimento in marmo		0,03	80
	TOT			**243**
Qk	Cat. C1 – ambienti suscettibili di affollamento			**300**

SOLAIO 16+4 - COPERTURA				
	Materiale	*γ (kg/mc)*	*spessore (m)*	***kg/mq***
G1	Solaio in laterocemento h=16+4 cm, i=33cm			**250**
G2	Intonaco all'intradosso	2000	0,015	30
	Finitura all'estradosso (strato impermeabile)			50
	TOT			**80**
Qk	NEVE			**120**

6.2 Determinazione dell'azione della neve

In funzione della localizzazione del Comune di Camerano (zona I Mediterranea) e dell'altitudine del sito della scuola (inferiore ai 200 m s.l.m.) possiamo assumere il seguente carico caratteristico della neve al suolo:

$$q_{sk} = 150 \text{ kg/mq}$$

Il coefficiente di esposizione C_E viene assunto unitario in quanto si considera l'area di interesse priva di una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento.

Il coefficiente termico C_T viene assunto unitario.

Il coefficiente di forma μ_1=0,8 (angolo di falda è 9°).

Dunque il carico da neve sarà pari a q_s=150 x 0,8 = **120 kg/mq**.

6.3 Azione sismica

Per quanto riguarda l'azione sismica, attraverso una procedura implementata all'interno del software di calcolo, è possibile ricostruire gli spettri di progetto e i relativi parametri di pericolosità sismica per la zona in esame. Introducendo i dati della figura seguente, sono stati determinati gli spettri illustrati:

PARAMETRI SISMICI	

Vita Nominale	>=50 Anni
Classe d'Uso	III
Caratteristiche Sito	
Longitud. Est	13.55419
Latitud. Nord	43,52567
Categ. Suolo	C
Coeff. Topogr	1

Figura 15. Parametri sismici introdotti nel software di calcolo

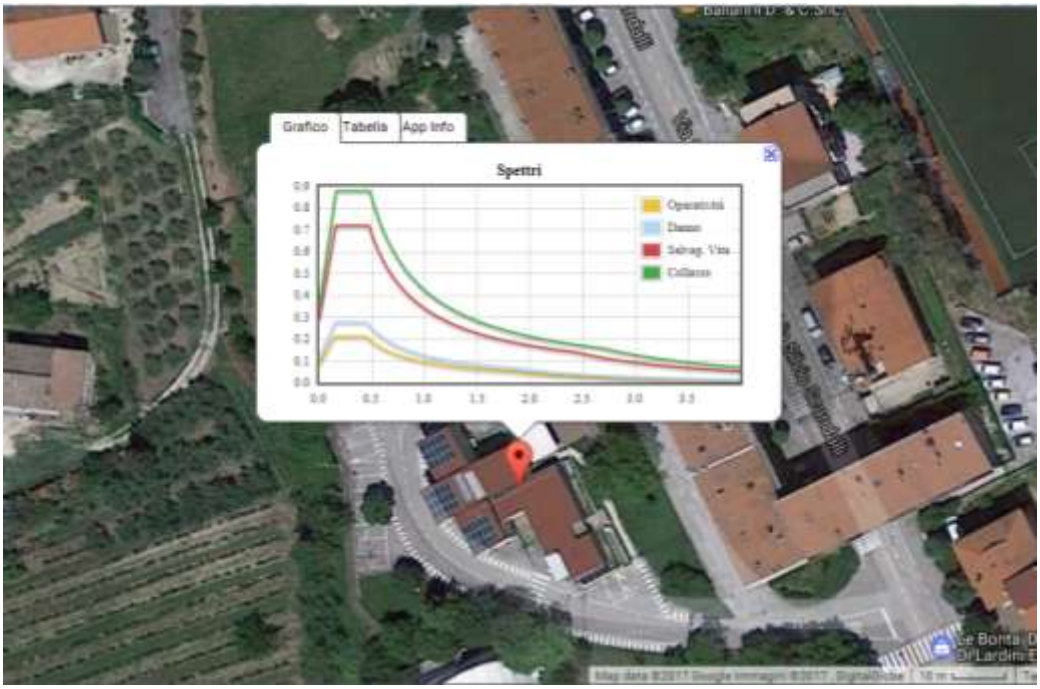
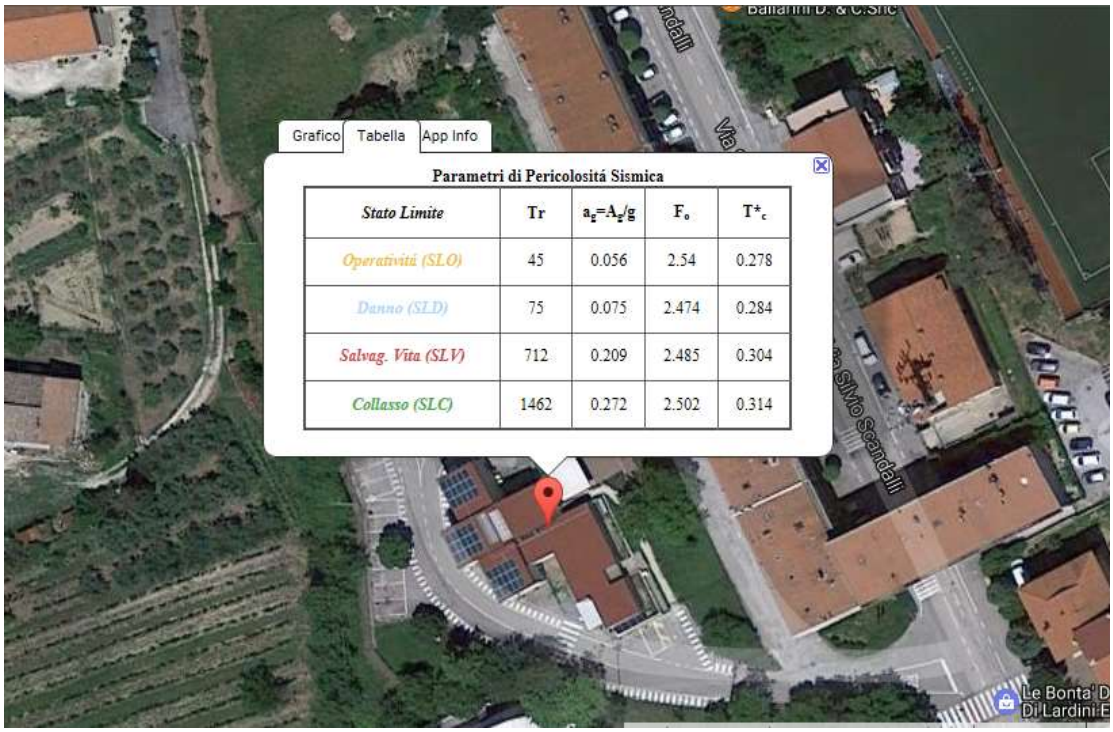


Figura 16. Spettri di risposta elastici per i vari stati limite



Stato Limite	Tr	$a_g=A_g/g$	F_o	T^*_c
Operatività (SLO)	45	0.056	2.54	0.278
Danno (SLD)	75	0.075	2.474	0.284
Salvag. Vita (SLV)	712	0.209	2.485	0.304
Collasso (SLC)	1462	0.272	2.502	0.314

Figura 17. Parametri di pericolosità sismica

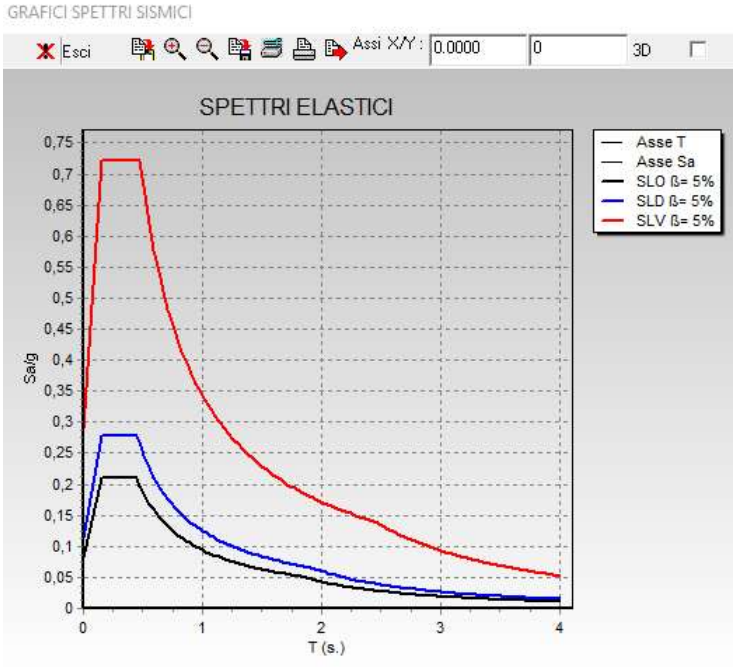


Figura 18. Spettri di risposta elastici per SLO, SLD e SLV

Per quello che riguarda lo SLV la verifica viene eseguita con i seguenti criteri:

- Analisi statica non lineare di tipo pushover per la verifica degli elementi strutturali in elevazione;
- Analisi lineare elastica con fattore di struttura q = 1,5 per la verifica delle fondazioni.

E' stato controllato anche lo stato limite di danno degli elementi non strutturali e si è cercato di valutare il possibile scenario di danno delle tamponature e tramezzature per spostamenti compatibili con una azione sismico allo SLV.

6.4 Combinazione delle azioni

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

a) *Combinazione fondamentale* (SLU):

$$Fd = \gamma_{G1} + \gamma_{G2}\, G2 + \gamma_{P}\, P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma\, Q_i \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i}\, Q_{ki}$$

b) Combinazione caratteristica (rara) (SLE):

$$Fd = G1 + G2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i}\, Q_{ki}$$

c) Combinazione frequente (SLE):

$$Fd = G1 + G2 + P + \psi_{1i} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{2i}\, Q_{ki}$$

d) Combinazione quasi permanente (SLE):

$$Fd = G1 + G2 + P + \psi_{2i} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{2i} Q_{ki}$$

e) Combinazione sismica (SLV, SLD,SLO):

$$Fd = G1 + G2 + P + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: G1 + G2 + $\gamma_j \Psi_{2j} Q_{kj}$.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutandone gli effetti.

La seguente tabella fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi:

		Coeff. γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1	1
	sfavorevoli		1,1	1,3	1
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0	0	0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
*Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano completamente definiti si potranno adottare per essere gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti strutturali.					

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, … azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti Ψ_{0j}, Ψ_{1j} e Ψ_{2j}, i cui valori sono forniti nel paragrafo 2.5.3 delle NTC 2008 (Tab. 2.5.1) per edifici civili e industriali:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A ambienti ad uso residenziale	0,70	0,50	0,3
Categoria B Uffici	0,70	0,50	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi magazzini e ambiente ad uso industriale	1,00	0,90	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli di peso <= 30 KN	0,70	0,70	0,6
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli di peso > 30 KN	0,70	0,50	0,3
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve (quota <= 1000 m. s.l.m.)	0,50	0,20	0,00
Neve (quota > 1000 m. s.l.m.)	0,70	0,50	0,20
Variazioni termiche	0,60	0,50	0,00

7- ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI INTERVENTO PER L'ADEGUAMENTO SISMICO

Ai fini del raggiungimento del livello di adeguamento della struttura, sono state previste le seguenti tipologie di intervento sulla struttura esistente in cemento armato:

1) Intervento di rinforzo a taglio e pressoflessione dei pilastri e delle travi esistenti e dei nodi trave pilastro, con sistema CAM.
2) Intervento di consolidamento delle fondazioni con micropali finalizzati ad assorbire la "trazione" che si viene a creare in alcuni plinti per effetto della spinta sismica.

7.1 Rinforzo a taglio e pressoflessione dei pilastri e delle travi

Le verifiche sismiche dell'edificio, condotte da altro studio tecnico attraverso una analisi lineare, avevano già messo in evidenza delle carenze dal punto di vista della resistenza a taglio ed a flessione.
La necessità di valutare in modo più approfondito la gerarchia dei meccanismi degli elementi strutturali ha veicolato lo scrivente all'utilizzo di una tecnica di analisi combinata pushover-analisi lineare.
In questo modo è stato possibile indirizzare l'intervento laddove è risultato necessario, optando per un rinforzo a taglio generalizzato ed a flessione solo laddove si riteneva necessario.
L'intervento, ideato con la tecnologia CAM, non modifica in modo sostanziale la rigidezza dei pilastri la cui sezione rimane inalterata, ma la resistenza a taglio aumenta molto anche in virtù del confinamento attivo esercitato dalla pretensione.

La modellazione del rinforzo è stata eseguita calcolando il passo equivalente delle staffe che, implementato nel programma, conduceva allo stesso taglio resistente.
Si segua il seguente esempio, che dimostra anche il controllo numerico dei dati poi uscenti dal software e quindi funge anche da verifica dei calcoli.
Verranno riportati tre fogli excel che dimostrano

- Il valore del taglio resistente del pilastro con la staffatura dello stato attuale;
- IL valore dell'incremento della resistenza a taglio tenendo in conto l'applicazione del CAM;
- Il valore del taglio resistente con il diametro ed il passo delle staffe modificato i modo che il taglio resistente coincida con quello calcolato col CAM

VERIFICA DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE ALLO SLU - TAGLIO

Dati della sezione			
H (mm)	B (mm)	d' (mm)	d (mm)
300	300	20	280

Dati sui materiali			
Calcestruzzo			
fcm (N/mm2)	FC_cls	γc	fcd (N/mm2)
15.3	1.2	1.5	8.50
Acciaio			
fym (N/mm2)	FC_acc	γc	f_{yd} (N/mm2)
360	1	1.15	313.04
			ε_{yd} (N/mm2)
			0.0016

Staffe			Asw (mm2)
Diametro	*Passo (mm)*	Braccia	
6	200	2	56.5

V_{rd} (kN)	v_{min}	k	keff	ρ	ρeff	σ_{cp}	σ_{cp_eff}
47.73	0.31323635	1.845154255	1.845154255	0	0	2.222222222	1.7

N_{Ed} (kN)	200	σ_{cp_eff}	α_c	cotθ	cotθ	f'cd (MPa)
		1.7	1.2	1	2.5	4.25

$V_{Rcd\_cot\theta=1}$ (kN)	$V_{Rcd\_cot\theta=2.5}$ (kN)	ν	$V_{Rsd\_cot\theta=1}$ (kN)	$V_{Rsd\_cot\theta=2.5}$ (kN)	Vrd_min
192.78	132.95	0.657	22.29	55.73	47.73

$V_{software}$ (kN)	0	$V_{ED\_gerarchia}$ (kN)	0.00	VERIFICA
		V_{ED_softw} (kN)	0.00	VERIFICA

Calcolo della cot θ geometrica - verifica sezione

		Calcolo della cotθ: Vrsd= Vrcd	cotθ	$V_{Rsd\_cot\theta=eff}$ (kN)	$V_{Rcd\_cot\theta=eff}$ (kN)
ctg di calcolo	2.5		4.03668	55.73	132.95

Dati delle armature per il calcolo di Vrd*			
Armatura tesa		*Armatura compr*	
N° ferri	*Diametro*	*N° ferri*	*Diametro*
0	22	0	22
0	0	0	0

0.0	0.0
0.0	0.0
0.0	0.0
0.0	0.0

* BISOGNA CONSIDERARE SOLO LE BARRE CHE SI ESTENDONO OLTRE LA SEZIONE DI VERIFICA DI ALMENO l_{bd} + d, con l_{bd} lunghezza di ancoraggio

Armatura tesa aggiuntiva	*Armatura compr*	As (mm2)	A's (mm2)	ρ%
0	0	0.0	0.0	#DIV/0!

V_{res} (kN)
55.73

Figura 19 - Taglio resistente allo stato attuale

VERIFICA DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE ALLO SLU - TAGLIO - STR. ESISTENTI

RINFORZO TRAMITE METODO CAM

Dimensioni nastro di acciaio				**Dimensioni profilo pressopiegato**			
Larghezza (mm)		19		Larghezza (mm)	60	n° pressopiegati per lato	
Spessore (mm)		0.9		Spessore (mm)	6	2	lato teso
N° nastri		3				2	lato compr.
Interasse dei nastri			**Resistenza nastri**	fyk (Mpa)	900	ftk (Mpa)	1000
150	mm						
Dati della sezione		da foglio "TAGLIO"		**Dati sui materiali**		da foglio "TAGLIO"	
				Calcestruzzo			
H (mm)	B (mm)	d' (mm)	d (mm)	fcm (N/mm2)	FC_cls	γc	fcd (N/mm2)
300	300	20	280	15.3	1.2	1.5	8.50
				Acciaio		da foglio "TAGLIO"	
Staffe		da foglio "TAGLIO"	**Asw (mm2)**	fym (N/mm2)	FC_acc	γc	f_{yd} (N/mm2)
Diametro	*Passo (mm)*	Braccia		360	1	1.15	313.04
6	200	2	56.5				ε_{yd} (N/mm2)
							0.0015
V_{rd} (kN)	v_{min}	k	keff	ρ	ρeff	σ_{cp}	σ_{cp_eff}
47.73	0.31323635	1.84515425	1.845154255	0	0	2.22222222	1.7
N_{Ed} (kN)	200	σ_{cp}	α_c	**cotθ**	**cotθ**		fcd (MPa)
		1.7	1.20	1	2.5		4.25
$V_{Rcd\_cot\theta=1}$ (kN)	$V_{Rcd\_cot\theta=2.5}$ (kN)	v	$V_{Rsd\_cot\theta=1}$ (kN)	$V_{Rsd\_cot\theta=2.5}$ (kN)			Vrd_min
192.78	132.95	0.657	22.29	55.73			47.73
V_{calc} (kN)	120.00	da foglio "TAGLIO"		**V_{resist} (kN)**	55.73	STATO ATTUALE	

Calcolo della cot θ geometrica - verifica sezione

				cotθ	$V_{Rsd\_cot\theta=eff}$ (kN)		$V_{Rcd\_cot\theta=eff}$ (kN)
			Calcolo della ctgθ: Vrsd= Vrcd	4.03668	55.73		132.95

Dati delle armature per il calcolo di Vrd						
Armatura tesa		***Armatura compr***				
N° ferri	*Diametro*	*N° ferri*	*Diametro*			
0	22	0	22	0.0	0.0	0.0
0	0	0	0	0.0	0.0	
				0.0	0.0	
				0.0	0.0	

Armatura tesa aggiuntiva	***Arm. compr aggiuntiva (mm2)***	**As (mm2)**	**A's (mm2)**	**ρ%**
648	648	648.0	648.0	1

Rappresenta l'effetto dei pressopiegati

Raggio di arrotondamento (mm)			20		Area nastro (mm2)		51.3
Larghezza effettiva del nastro tenendo conto dell'angolare					139		
Larghezza hs di calcolo		139	mm	αn	αs		ρs
				0.499	0.982		0.00456
Resistenza iniziale del conglomerato			fc (Mpa)	15.30	$\gamma M0$	1.1	$\gamma M2$ 1.25
Sollecitazione plastica sul nastro			NtR,d (kN)	28.73			
Resistenza di calcolo del nastro (Mpa)			560			$\rho_{rinf.}$	$\rho_{rinf.\_eff}$
						0.00771429	0.00771429
Resistenza del conglomerato confinato fccd			18.92	Mpa			
Deformazione ultima del calcestruzzo confinato				0.0205		spessore del solaio (mm)	0
Altezza utile della sezione racchiusa dai nastri (mm)				300			
Valore della cotangente			3.73				
valore della ctg di calcolo			2.50				
V_{res_CAM} (kN)	129.28	**Incremento del taglio resistente dovuto al rinforzo**					
$V_{rd\_CONF.}$ (kN)	66.88	**Incremento resistenza del calcestruzzo confinato meccanismo senza armatura**					
$V_{rsd\_cot.calc}$ (kN)	55.73	**Resistenza armatura esistente con cotangente di calcolo**					
Vrsd_fin	185.01	kN	**Incremento taglio/trazione con CAM**				
Vrcd_fin	164.44	kN	**Incremento taglio/compressione con CAM**				
V_{res} (kN)	dm2008						
164.44	**RESISTENZA A TAGLIO ELEMENTO RINFORZATO (contributo minimo tra Vrcd_fin e Vrsd_fin)**						

Figura 20 - Taglio resistente col CAM

VERIFICA DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE ALLO SLU - TAGLIO

Dati della sezione			
H (mm)	B (mm)	d' (mm)	d (mm)
300	300	20	280

Dati sui materiali			
Calcestruzzo			
fcm (N/mm2)	FC_cls	γc	fcd (N/mm2)
15.30	1.2	1.5	8.50
Acciaio			
fym (N/mm2)	FC_acc	γc	f_{yd} (N/mm2)
360	1	1.15	313.04
			ε_{yd} (N/mm2)
			0.0016

Staffe			Asw/s (mm2/mm)
Diametro	*Passo (mm)*	Braccia	
8	60	2	100.5

V_{rd} (kN)	v_{min}	k	keff	ρ	ρeff	σ_{cp}	σ_{cp_eff}
39.85	0.31323635	1.845154255	1.845154255	0.007714286	0.007714286	0	0

N_{Ed} (kN)	0	σ_{cp}	α_c	cotθ	cotθ		f'cd (MPa)
		0	1	1	2.5		4.25

$V_{Rcd\_cot\theta=1}$ (kN)	$V_{Rcd\_cot\theta=2.5}$ (kN)	ν	$V_{Rsd\_cot\theta=1}$ (kN)	$V_{Rsd\_cot\theta=2.5}$ (kN)	Vrd_min
160.65	110.79	0.657	132.11	330.27	26.31

$V_{software}$ (kN)	0	$V_{ED\_gerarchia}$ (kN)	0.00	VERIFICA
		V_{ED_softw} (kN)	0.00	VERIFICA

Calcolo della cot θ geometrica - verifica sezione

		Calcolo della cotΘ: Vrsd= Vrcd	cotθ	$V_{Rsd\_cot\theta=eff}$ (kN)	$V_{Rcd\_cot\theta=eff}$ (kN)
ctg di calcolo	1.196693793		1.19669	158.09	158.09

Dati delle armature per il calcolo di Vrd*			
Armatura tesa		*Armatura compr*	
N° ferri	*Diametro*	*N° ferri*	*Diametro*
0	22	0	22
0	0	0	0

* BISOGNA CONSIDERARE SOLO LE BARRE CHE SI ESTENDONO OLTRE LA SEZIONE DI VERIFICA DI ALMENO l_{bd} + d, con l_{bd} lunghezza di ancoraggio

0.0	0.0		
0.0	0.0		
0.0	0.0		
0.0	0.0		

Armatura tesa aggiuntiva	*Armatura compr*	As (mm2)	A's (mm2)	ρ%
648	648	648.0	648.0	1

V_{res} (kN)
158.09

Figura 21 - Taglio resistente col passo equivalente delle staffe

Il rinforzo a flessione è invece stato ottenuto integrando l'armatura a flessione con un quantitativo di armatura pari al valore aggiuntivo portato del profilo angolare, per ogni direzione.

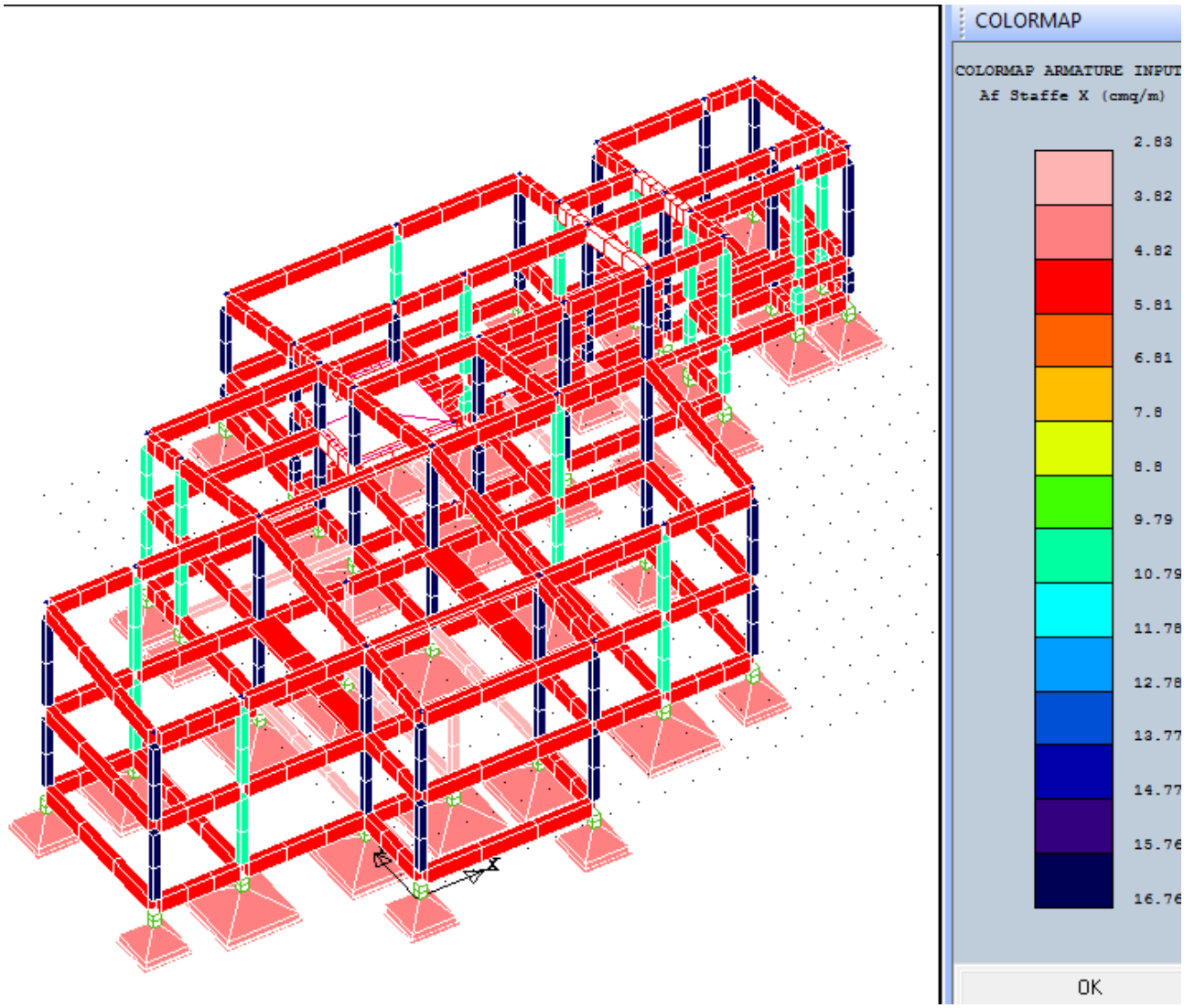


Figura 22 - Rinforzo a taglio nel modello

A seconda del quantitativo di nastri CAM inserito, il rinforzo cambia:

- Nei pilastri in blu scuro si applicheranno 3 nastri di CAM sovrapposti a passo 15";
- Nei pilastri in verdino si applicheranno 2 nastri di CAM sovrapposti a passo 15"

L'analisi non lineare di tipo pushover ha permesso di quantificare la verifica sostanziale dell'adeguamento sismico dell'edificio.

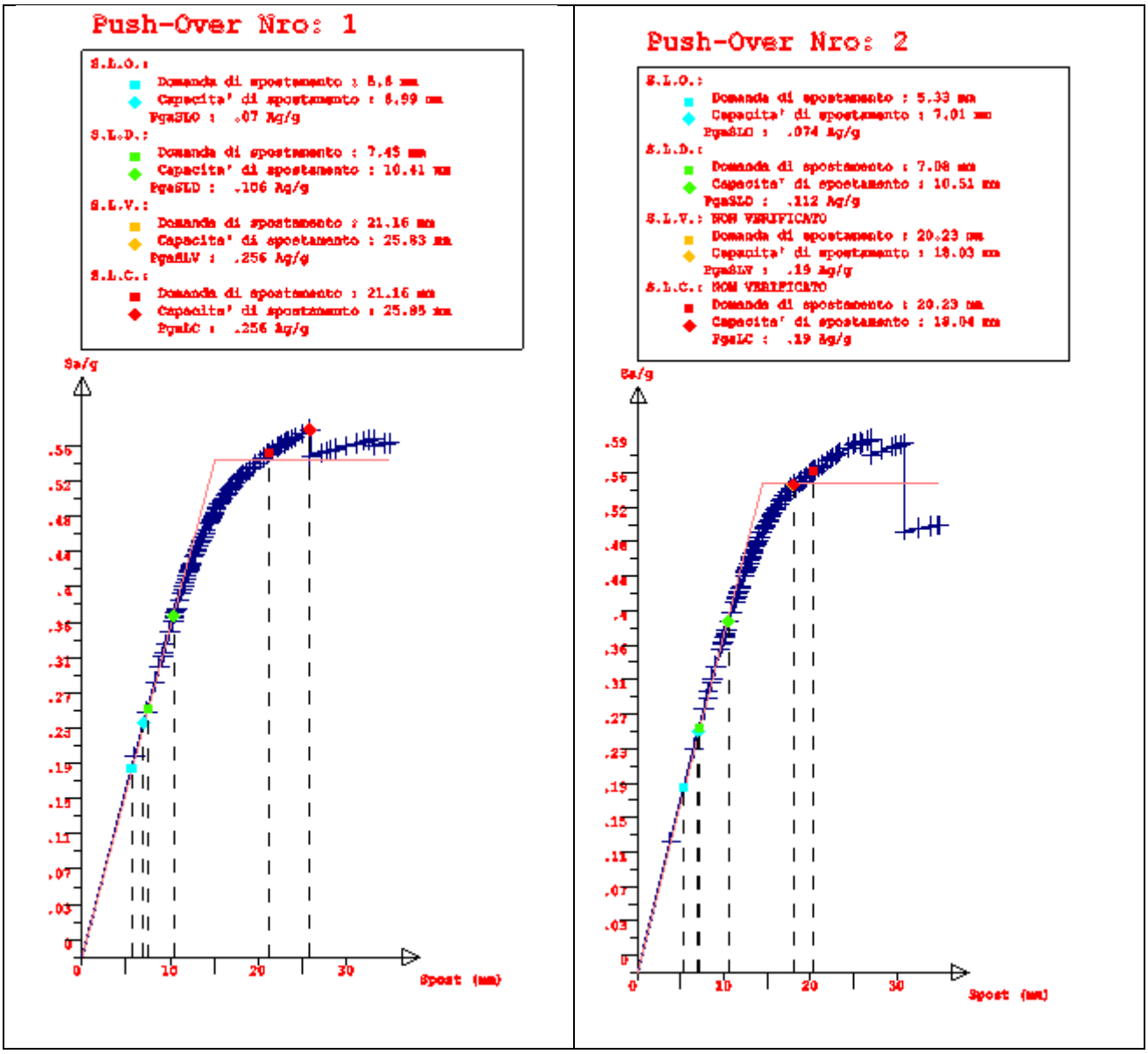
Prima di presentare le curve di verifica si vuol premettere però che l'esito finale delle verifiche è il frutto di interpretazioni delle curve e bypassa l'esito numerico uscente dal programma che è condizionato da una impostazione obsoleta.

Il software infatti fa coincidere la capacità globale della struttura con la crisi del primo elemento (spesso insignificante con travi secondarie, cordoli, ecc…) come richiedeva il DPCM 21 ottobre 2003 ormai non più utilizzato, mentre in realtà la capacità deve intendersi come la somma di una serie di crisi di elementi sismo resistenti che insieme portano ad uno stato limite prossimo a quello di verifica.

Per lo SLV questo limite è raffigurato dalla caduta verticale del diagramma della curva di capacità, che identifica uno stato di crisi diffuso e quindi compatibile con il danneggiamento ricercato.

Per questo nelle seguenti immagini si leggeranno delle tabelle dove potrebbe risultare scritto “NON VERIFICA”; questo risultato, per quanto appena detto, è stato di fatto corretto e contestualizzato agli obiettivi del presente lavoro.

Le curve rimangono invece significative per dimostrare appunto che la capacità, in termini di spostamento, viene bloccata laddove il grafico mostri un consistente caduta di resistenza o dove essa termina il proprio percorso, come appunto vuole l’attuale normativa.



Push-Over Nro: 3

S.L.O.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 9.39 mm
- Capacita' di spostamento : 7.04 mm

PgaSLO : .045 Ag/g

S.L.D.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 12.49 mm
- Capacita' di spostamento : 11.15 mm

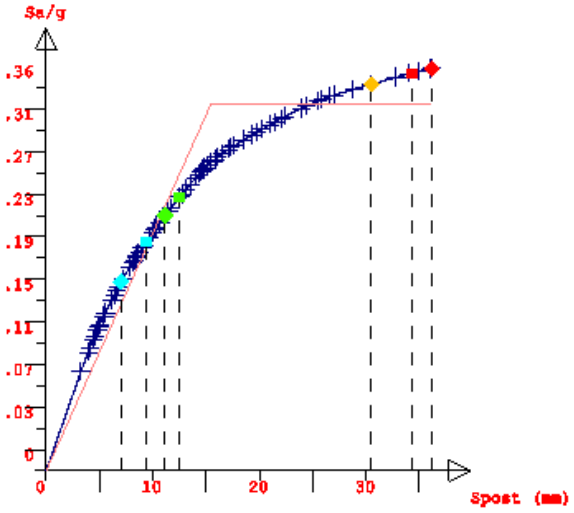
PgaSLD : .066 Ag/g

S.L.V.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 34.32 mm
- Capacita' di spostamento : 30.49 mm

PgaSLV : .184 Ag/g

S.L.C.:
- Domanda di spostamento : 34.32 mm
- Capacita' di spostamento : 36.18 mm

PgaLC : .222 Ag/g



Push-Over Nro: 4

S.L.O.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 9.71 mm
- Capacita' di spostamento : 7.28 mm

PgaSLO : .045 Ag/g

S.L.D.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 12.92 mm
- Capacita' di spostamento : 10.64 mm

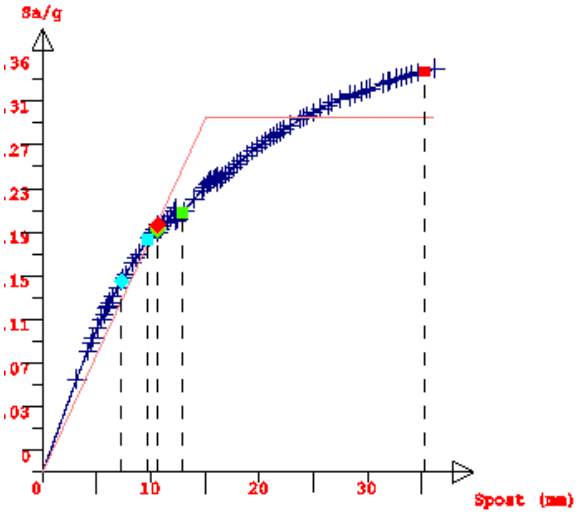
PgaSLD : .06 Ag/g

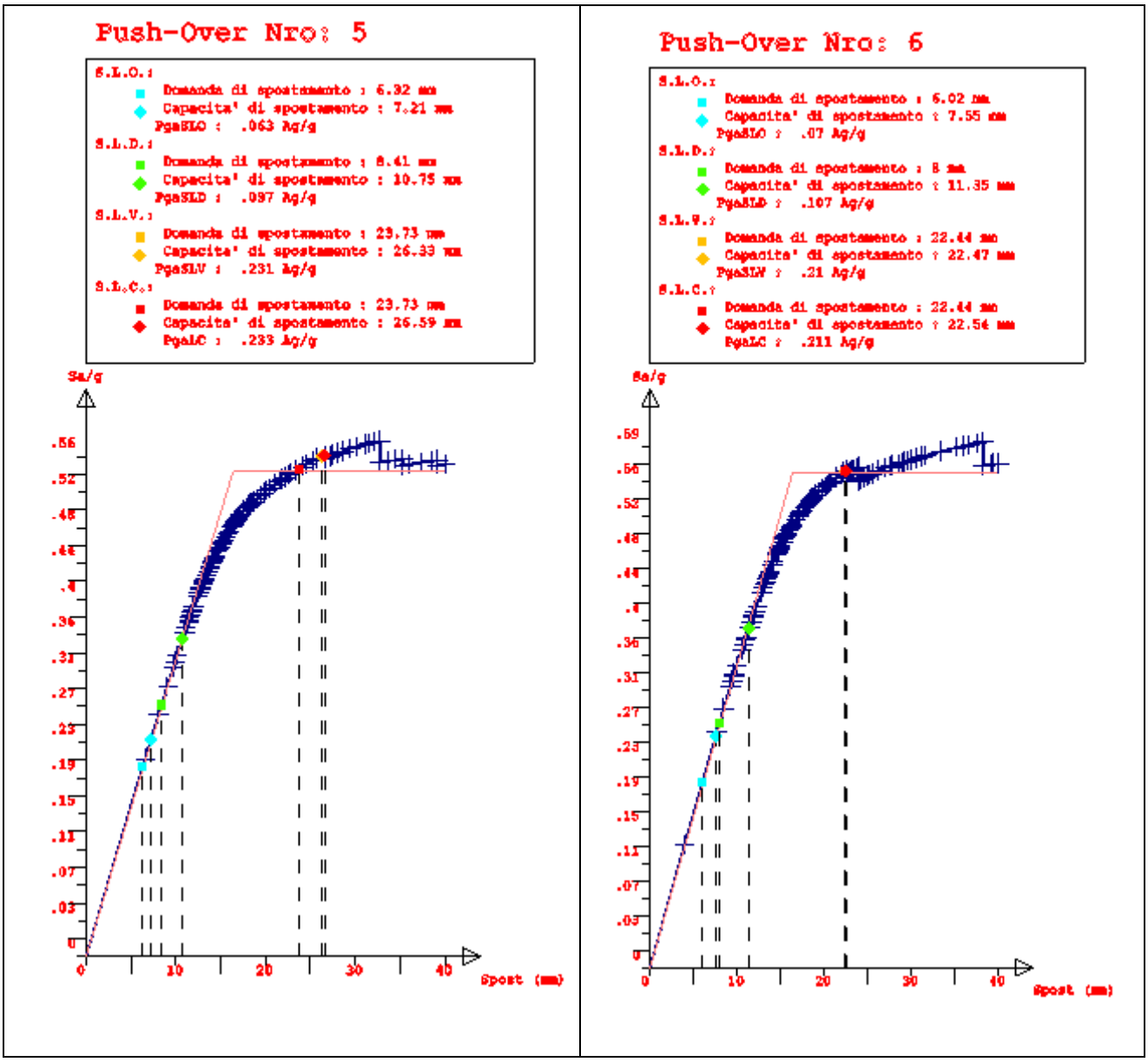
S.L.V.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 35.26 mm
- Capacita' di spostamento : 10.53 mm

PgaSLV : .059 Ag/g

S.L.C.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 35.26 mm
- Capacita' di spostamento : 10.64 mm

PgaLC : .06 Ag/g




Push-Over Nro: 5
S.L.O.:
Domanda di spostamento : 6.32 mm
Capacita' di spostamento : 7.21 mm
PgaSLO : .063 Ag/g
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 8.41 mm
Capacita' di spostamento : 10.75 mm
PgaSLD : .097 Ag/g
S.L.V.:
Domanda di spostamento : 23.73 mm
Capacita' di spostamento : 26.33 mm
PgaSLV : .231 Ag/g
S.L.C.:
Domanda di spostamento : 23.73 mm
Capacita' di spostamento : 26.59 mm
PgaLC : .233 Ag/g
Sa/g
Spost (mm)
Push-Over Nro: 6
S.L.O.:
Domanda di spostamento : 6.02 mm
Capacita' di spostamento : 7.55 mm
PgaSLO : .07 Ag/g
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 8 mm
Capacita' di spostamento : 11.35 mm
PgaSLD : .107 Ag/g
S.L.V.:
Domanda di spostamento : 22.44 mm
Capacita' di spostamento : 22.47 mm
PgaSLV : .21 Ag/g
S.L.C.:
Domanda di spostamento : 22.44 mm
Capacita' di spostamento : 22.54 mm
PgaLC : .211 Ag/g
Sa/g
Spost (mm)

Push-Over Nro: 7

S.L.O.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 10.27 mm
- Capacita' di spostamento : 7.37 mm

PgaSLO : .045 Ag/g

S.L.D.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 13.65 mm
- Capacita' di spostamento : 11.71 mm

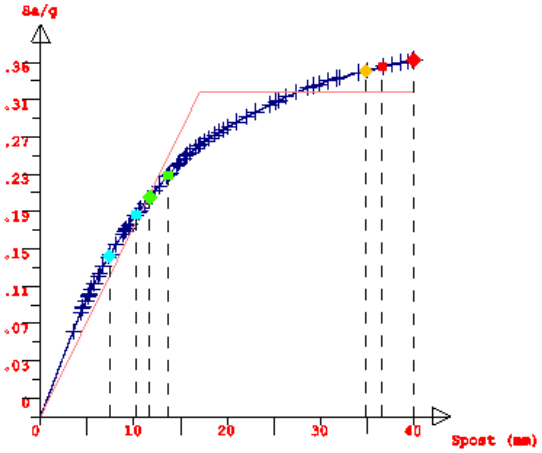
PgaSLD : .063 Ag/g

S.L.V.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 36.6 mm
- Capacita' di spostamento : 34.88 mm

PgaSLV : .198 Ag/g

S.L.C.:
- Domanda di spostamento : 36.6 mm
- Capacita' di spostamento : 40 mm

PgaLC : .231 Ag/g



Push-Over Nro: 8

S.L.O.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 10.56 mm
- Capacita' di spostamento : 7.71 mm

PgaSLO : .045 Ag/g

S.L.D.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 14.05 mm
- Capacita' di spostamento : 11.58 mm

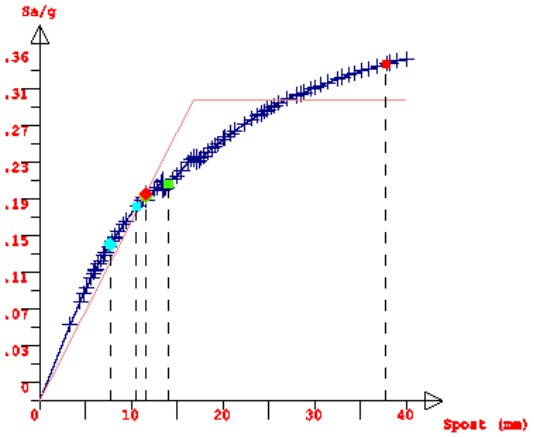
PgaSLD : .06 Ag/g

S.L.V.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 37.8 mm
- Capacita' di spostamento : 11.57 mm

PgaSLV : .06 Ag/g

S.L.C.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 37.8 mm
- Capacita' di spostamento : 11.58 mm

PgaLC : .06 Ag/g



Push-Over Nro: 9

S.L.O.:
- Domanda di spostamento : 5.24 mm
- Capacita' di spostamento : 7.88 mm

PgaSLO : .083 Ag/g

S.L.D.:
- Domanda di spostamento : 6.97 mm
- Capacita' di spostamento : 11.29 mm

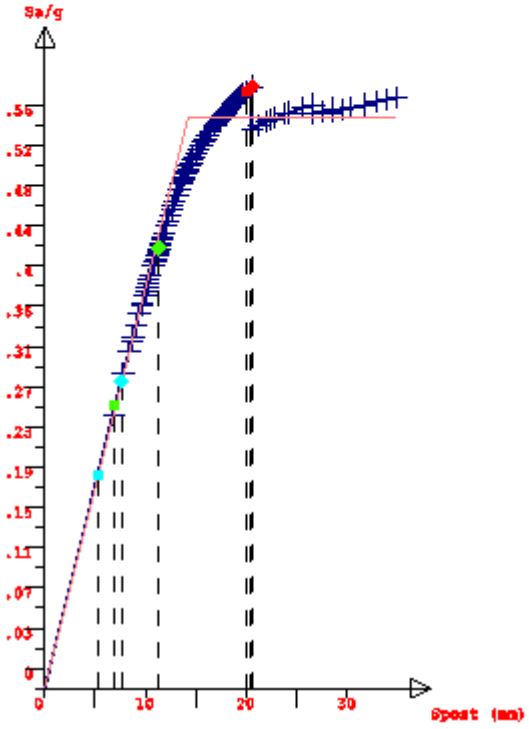
PgaSLD : .123 Ag/g

S.L.V.:
- Domanda di spostamento : 19.96 mm
- Capacita' di spostamento : 20.39 mm

PgaSLV : .214 Ag/g

S.L.C.:
- Domanda di spostamento : 19.96 mm
- Capacita' di spostamento : 20.53 mm

PgaLC : .215 Ag/g



Push-Over Nro: 10

S.L.O.:
- Domanda di spostamento : 5.69 mm
- Capacita' di spostamento : 6.97 mm

PgaSLO : .068 Ag/g

S.L.D.:
- Domanda di spostamento : 7.56 mm
- Capacita' di spostamento : 10.43 mm

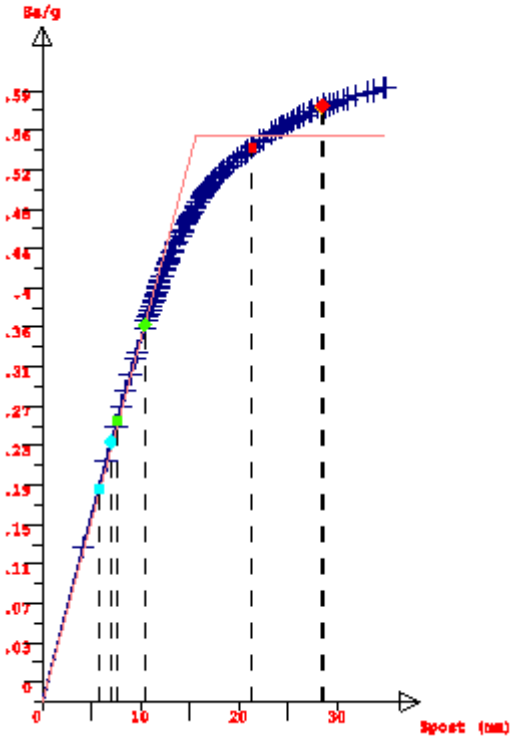
PgaSLD : .104 Ag/g

S.L.V.:
- Domanda di spostamento : 21.32 mm
- Capacita' di spostamento : 28.39 mm

PgaSLV : .283 Ag/g

S.L.C.:
- Domanda di spostamento : 21.32 mm
- Capacita' di spostamento : 28.53 mm

PgaLC : .284 Ag/g



Push-Over Nro: 11

S.L.O.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 9.91 mm
- Capacita' di spostamento : 7.26 mm

PgaSLO : .045 Ag/g

S.L.D.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 13.17 mm
- Capacita' di spostamento : 11.06 mm

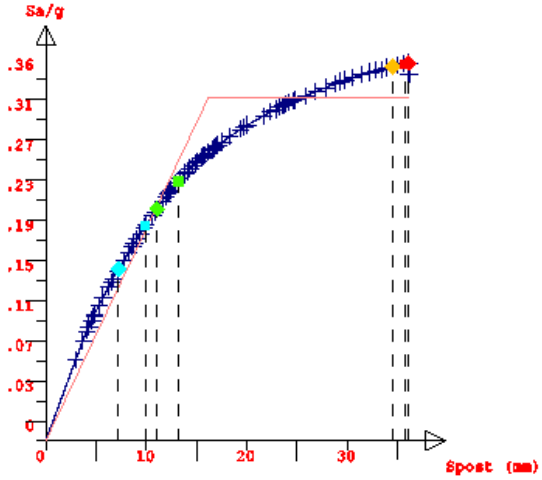
PgaSLD : .061 Ag/g

S.L.V.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 35.69 mm
- Capacita' di spostamento : 34.53 mm

PgaSLV : .202 Ag/g

S.L.C.:
- Domanda di spostamento : 35.69 mm
- Capacita' di spostamento : 36.08 mm

PgaLC : .212 Ag/g



Push-Over Nro: 12

S.L.O.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 8.95 mm
- Capacita' di spostamento : 7.35 mm

PgaSLO : .047 Ag/g

S.L.D.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 11.9 mm
- Capacita' di spostamento : 10.96 mm

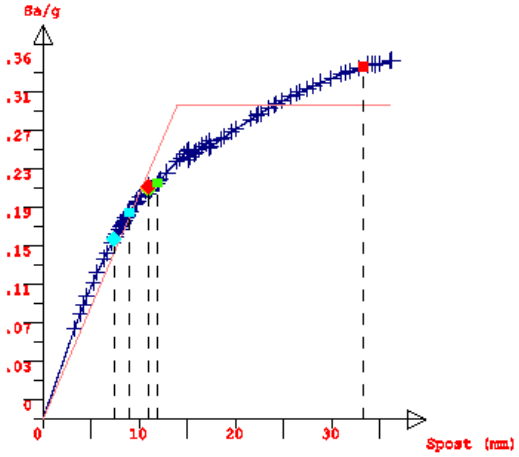
PgaSLD : .068 Ag/g

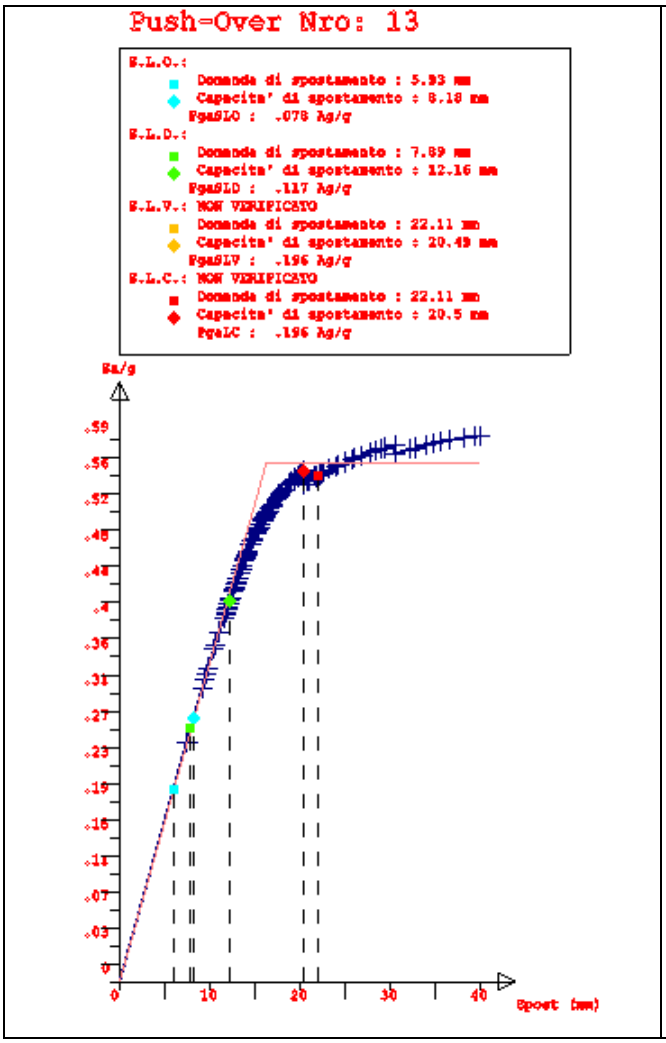
S.L.V.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 33.24 mm
- Capacita' di spostamento : 10.9 mm

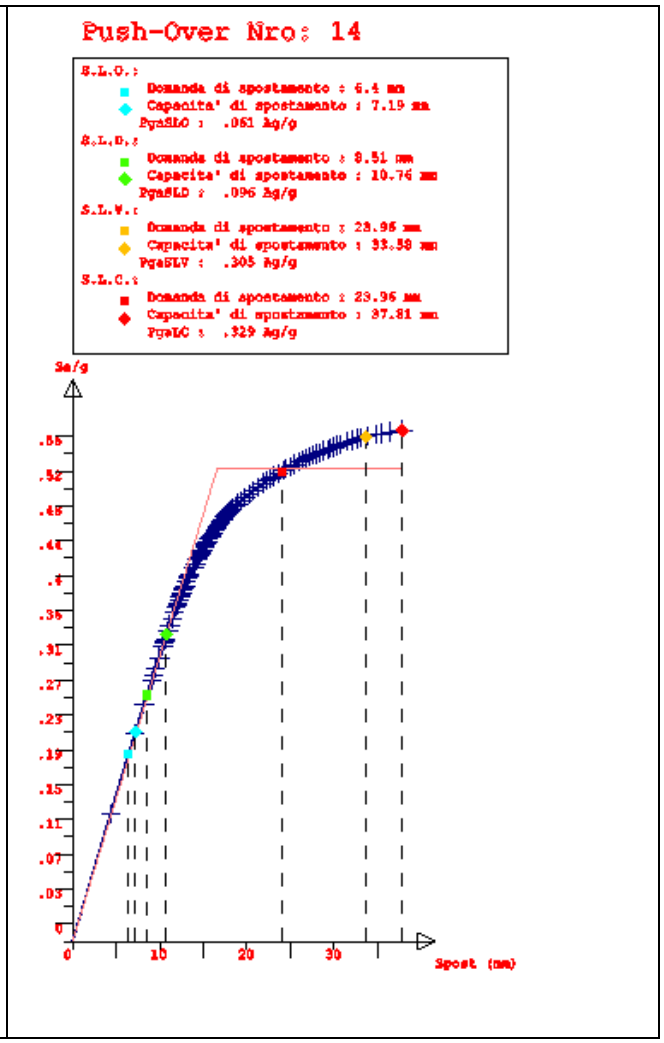
PgaSLV : .068 Ag/g

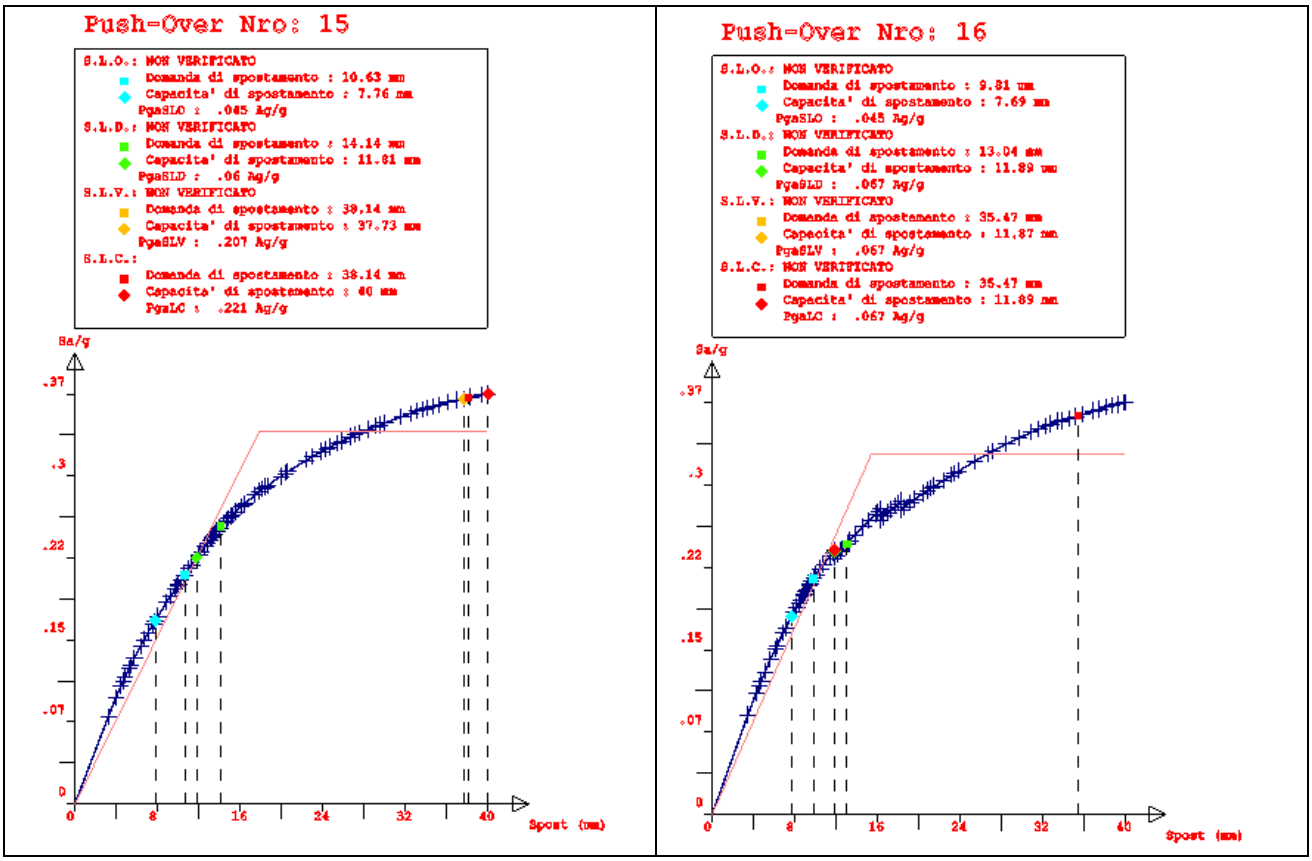
S.L.C.: NON VERIFICATO
- Domanda di spostamento : 33.24 mm
- Capacita' di spostamento : 10.96 mm

PgaLC : .068 Ag/g




Push-Over Nro: 13
S.L.O.:
Domanda di spostamento : 5.93 mm
Capacita' di spostamento : 8.18 mm
PgaSLO : .078 Ag/g
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 7.89 mm
Capacita' di spostamento : 12.16 mm
PgaSLD : .117 Ag/g
S.L.V.: NON VERIFICATO
Domanda di spostamento : 22.11 mm
Capacita' di spostamento : 20.49 mm
PgaSLV : .196 Ag/g
S.L.C.: NON VERIFICATO
Domanda di spostamento : 22.11 mm
Capacita' di spostamento : 20.5 mm
PgaLC : .196 Ag/g
Sa/g
Spost (mm)


Push-Over Nro: 14
S.L.O.:
Domanda di spostamento : 6.4 mm
Capacita' di spostamento : 7.19 mm
PgaSLO : .061 Ag/g
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 8.51 mm
Capacita' di spostamento : 10.76 mm
PgaSLD : .096 Ag/g
S.L.V.:
Domanda di spostamento : 23.96 mm
Capacita' di spostamento : 33.58 mm
PgaSLV : .305 Ag/g
S.L.C.:
Domanda di spostamento : 23.96 mm
Capacita' di spostamento : 37.81 mm
PgaLC : .329 Ag/g
Sa/g
Spost (mm)



Fatta salva la correttezza delle curve di capacità rilevate, il livello di sicurezza può essere stimato dal rapporto tra domanda in spostamento e relativa capacità.
Tabellando i risultati si ottiene il seguente prospetto.

I valori di riferimento sono quelli che il programma evidenzia nella stringa SLC

PUSH	Capacità (C) mm	Domanda (D) mm	C / D
01	25	21	1.19
02	26	20	1.30
03	36	34	1.05
04	35	35	1.00
05	32	24	1.33
06	23	22	1.04
07	40	37	1.08
08	39	38	1.02
09	20	20	1.00
10	28	21	1.33
11	36	36	1.00
12	36	33	1.09
13	30	22	1.36
14	38	24	1.58
15	40	38	1.05
16	40	35	1.14

Globalmente il fabbricato, nelle ipotesi di modello, può dunque ritenersi sismicamente adeguato.

7.2 Rinforzo delle fondazioni per l'assorbimento dello sforzo di trazione

Dai calcoli emerge che sui plinti di fondazione, in conseguenza delle azioni sismiche implementate, insorgono degli sforzi di trazione. Queste sollecitazioni sono state calcolate in sicurezza applicando allo spettro elastico un fattore di struttura q = 1,5, come se il meccanismo fosse trattato a mò di rottura fragile.

I valori degli sforzi di trazione sono rappresentati nelle seguente figura e vengono raffigurati dai valori positivi delle sforzo normale.

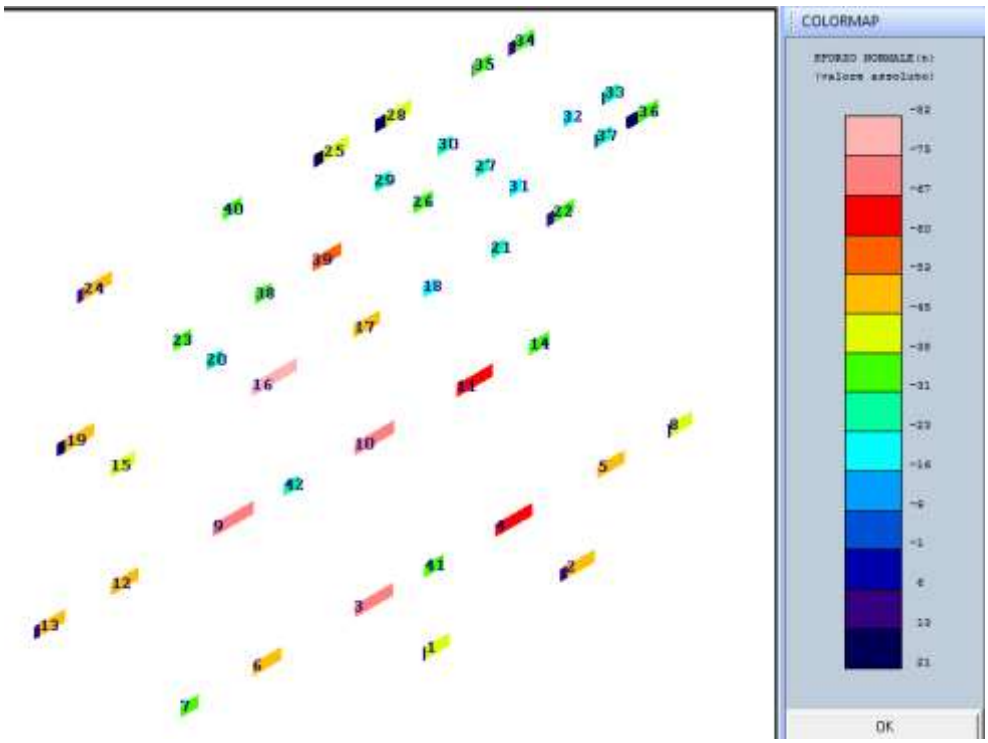


Figura 23 - Trazione sui plinti

L'affidamento della resistenza allo sforzo di trazione viene affidato ad una serie di micropali di tipo tubifix, costituiti da bulbi la dimensione 140 mm ed anima in acciaio di 88,9 mm.

La resistenza allo sfilamento di un micropalo è essenzialmente dovuta all'attrito laterale (Nlim = 10.000 Kg) che costituisce dunque limite di sollecitazione, mentre la sua resistenza è data dallo snervamento di progetto della barra, che nel caso di classe S355 è pari a 355 Mpa, diviso il coefficiente di sicurezza γ_M = 1,25, cioè fyd = 284 MPa.

Il tubolare che verrà usato, avendo spessore pari a 5,60 mm, ha area pari a 14,65 cm2, per cui la tensione di calcolo è pari a 100.000 N / 1465 = 68,26 MPa < 284.

Il numero e la disposizione dei pali è funzione dei valori di sforzo di trazione rilevato dal calcolo per ogni plinto.

Il trasferimento dello sforzo di trazione dal plinto al micropalo, avviene attraverso un connessione garantita da spinottamenti metallici, costituiti da barre fi 16; queste lavorano essenzialmente al taglio e quindi per ogni palo dovranno resistere ad una forza tagliante di 10.000 Kg.

Secondo la formulazione normativa, il taglio resistente di una barra metallica si può stimare con la formula:

$$F_{V,Rd} = k f_{tb} \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 37{,}68 \text{ kN}$$

Pensando di disporre 4 barre metalliche del 16, per ogni barra il taglio sollecitante diventerebbe 2500 Kg = 25 kN < 37,68

La lunghezza di ancoraggio per lo sfilamento, viene calcolata ipotizzando che il meccanismo di collasso della giunzione possa avvenire anche per superamento dell'aderenza sul calcestruzzo, all'interno del plinto dove la barra verrà inghisata, per effetto di una trazione pari al taglio sollecitante, cioè 10.000 Kg.

Utilizzando la formulazione dell'Eurocodice, la tensione di rottura per sfilamento è pari 12,9 Kg/cm2 e tiene conto di una cattiva condizione di aderenza e del fatto che la struttura è esistente (ulteriore coefficiente di sicurezza pari a 1,25).

Calcoliamo che l'area laterale del foro di inghisaggio (diametro 20 mm e profondità pari a 40 cm) che risulta pari a 2x3,14x1x40 = 251,2 cm2.

Poiché i tirafondi sono 4 ogni 10 tonnellate, ogni barra dovrà sopportare una sollecitazione di 2.500 Kg; la tensione d'aderenza sarà pertanto 2.500 / 251,2 = 9,95 Kg/cm2 < 12,9

Anche il contatto tra micropalo e zoccolo di fondazione dovrà garantire per aderenza il trasferimento della sollecitazione di trazione; in questo caso, la tensione di aderenza limite viene data dall' EC4 ed è uguale a 5,5 Kg/cm2, per cui la lunghezza di ancoraggio è data dalla formula

$l = F / (\pi\, d_e\, \tau_{rd})$ = 651 mm, dove d_e è il diametro del palo pari a 88,9mm

In testa al micropalo verranno dunque applicati degli elementi metallici che aumentano la capacità di aderenza in testa al palo (barre metalliche aggiuntive).

8- CENTRALE TERMICA

La centrale termica è costituita da una struttura realizzata in muratura portante la cui geometria ed organizzazione strutturale è tale da poter considerare l'edificio di tipo "semplice" ai sensi del Dm 14 gennaio 2008.

Per essa le verifiche sismiche non risultano necessarie.

Il controllo dei parametri di semplicità viene eseguito in automatico dal software, per cui per ogni dettaglio si faccia riferimento all'output numerico.

La fondazione dell'edificio sarà costituita da una platea nervata con cordoli/setto che costituiranno la base di appoggio della muratura.

Il sistema di fondazione è evidentemente sovradimensionato rispetto alle effettive necessità, ma tale apparato viene realizzato perché deve entrare in simbiosi con l'intervento di rinforzo in fondazione dei plinti.

9- INSERIMENTO DI CORPO ASCENSORE PER IL SUPERAMENTO DELLE BARRIERE ARCHITETTONICHE

Per superare le barriere architettoniche attualmente presenti nel fabbricato, è stato concepito l'inserimento di un elevatore meccanico con struttura prefabbricata.

Nell'ambito del contesto strutturale, il nuovo macchinario trova collocazione nel punto raffigurato nelle piante architettoniche che per facilità di lettura e comprensione viene visualizzato per opportunità anche nel modello di calcolo sotto raffigurato.

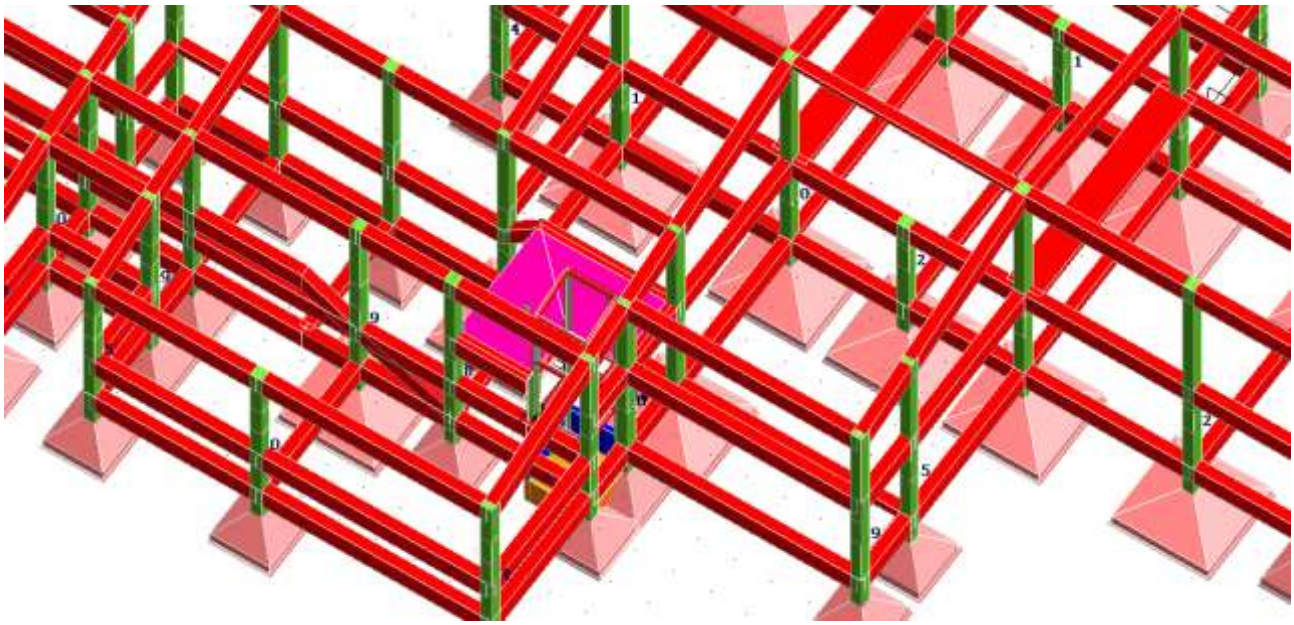


Figura 24 - Visualizzazione posizione canna ascensore

In premessa si specifica che la struttura d'acciaio dell'elevatore rappresentata nelle successive figure non rappresenta quella reale, i cui esecutivi strutturali, a cura della ditta produttrice, saranno forniti ai tecnici prima del deposito al Genio Civile.

Lo scheletro però fa capire l'organizzazione delle strutture nell'ambito dell'edificio.

Le strutture metalliche sono formate da profili la cui rigidezza è insignificante rispetto a quella degli elementi strutturali che le circondano, per cui le connessioni alle travi ed ai pilastri esistenti necessarie, per ovviare ai problemi di oscillazioni e vibrazioni durante il moto, non costituiranno un impedimento alla libera oscillazione del fabbricato in cemento armato.

Alla base le strutture metalliche troveranno appoggio su un "plintone" in calcestruzzo costituito da un basamento in calcestruzzo armato e da due setti in c.a. che saranno collegati alle strutture in cemento armato esistenti.

Le guide metalliche troveranno le prime connessioni strutturali alle strutture visibili in figura successiva.

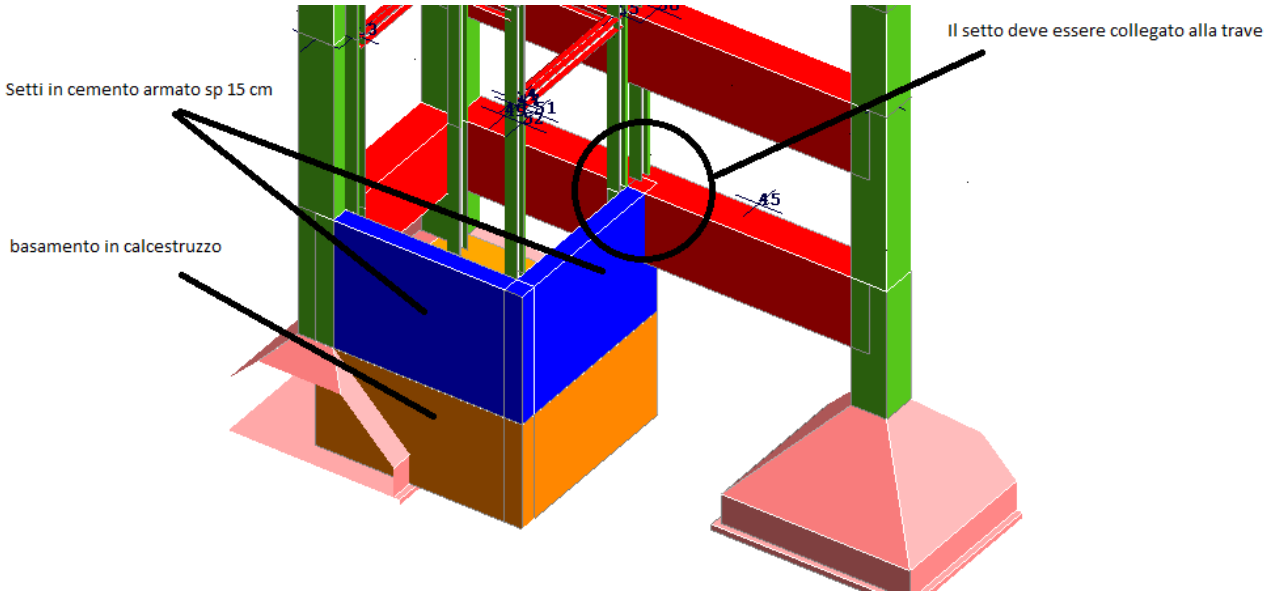


Figura 25 - Strutture di partenza in calcestruzzo

Per creare le strutture di fondazione appena descritte, il solaio di piano terra esistente dovrà essere demolito e poi ricostruito.

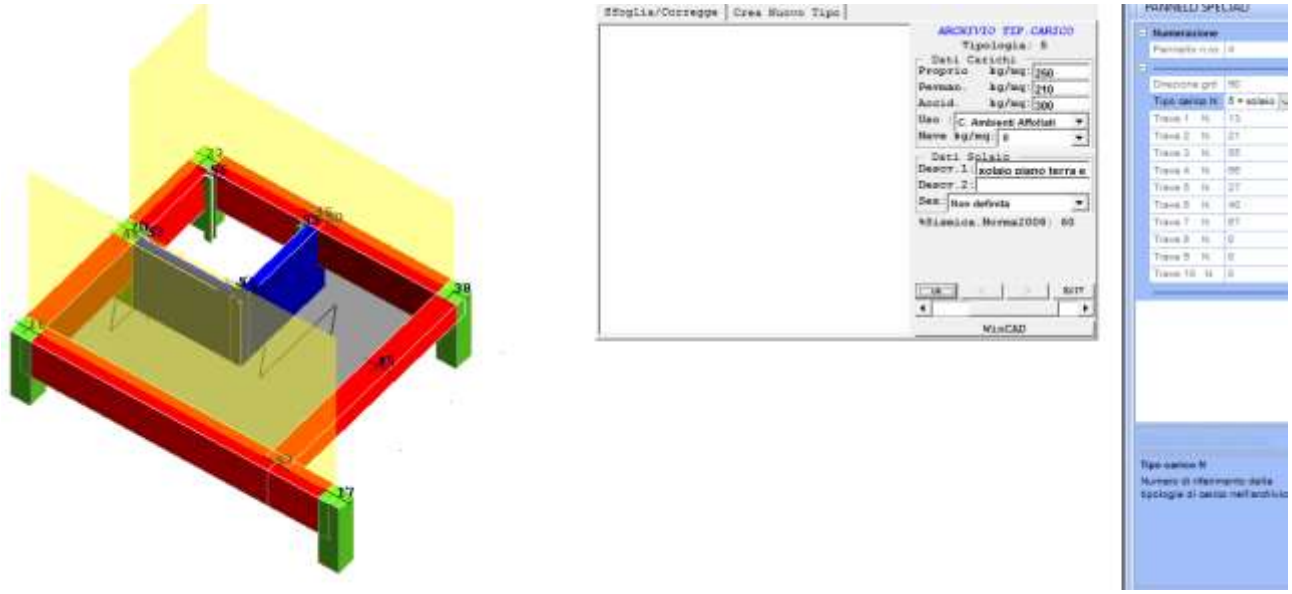


Figura 26 - Nuovo solaio

Il nuovo solaio avrà le stesse caratteristiche strutturali di quello esistente, ma sarà costituito da nuovi travetti e pignatte; l'armatura del travetto viene dimensionata allo SLU col DM 2008.

Luce di calcolo = 3,5 ml

Interasse travetti = 50 cm

Carico distribuito su ogni travetto:

[(250 + 210) x 1,3 + 300x1,5 / 2 = 524 Kg/m

$M = ql^2 / 10 = 641{,}9$ Kg m

Armando il travetto con 2 fi 10 in campata ed all'appoggio, la verifica risulta soddisfatta.

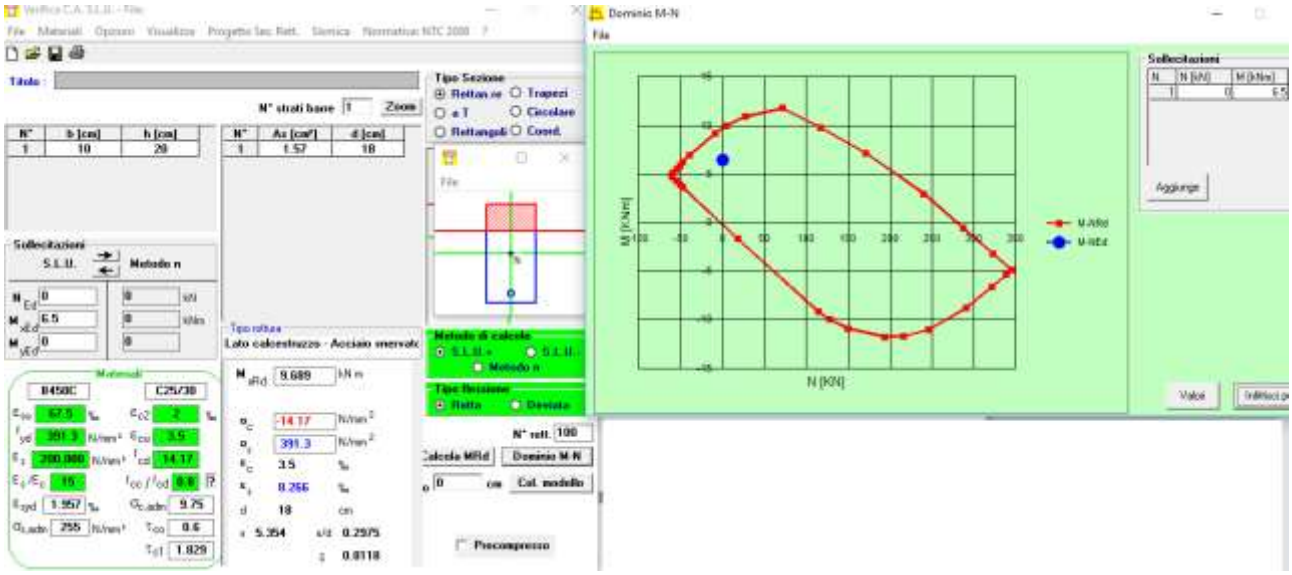


Figura 27 -Verifica travetto

Le strutture di Fondazione saranno invece armate senza particolari calcoli essendo queste sostanzialmente non sollecitate se non dai carichi derivanti dall'elevatore, di fatto molto contenuti.

Negli elementi in c.a. verrà dunque inserita un'armatura minima costituita da:

- Doppia maglia di barre del 16 per lo zoccolo + cavallotti;
- 2 + fi 16 passo 20 cm come barre verticali dei setti da 15 cm;
- 1 fi 10 passo 25 come armatura orizzontale di ripartizione nei setti;
- 6 ganci fi 6 / m2 sui setti (vedi particolari esecutivi)

Un punto particolare è costituito dalla connessione di uno dei setti ida 15 cm alla trave (figura 25); il collegamento verrà eseguito inserendo 4 barre del 14 verticali che fungeranno da perno di collegamento tra appunto la trave ed il setto e rappresenteranno i tirafondi del pilastrino in acciaio che spiccherà da questo punto.

La necessità di creare questo collegamento sarà più chiara descrivendo le opere strutturali di rinforzo che saranno necessarie nelle strutture poste alle quote successive.

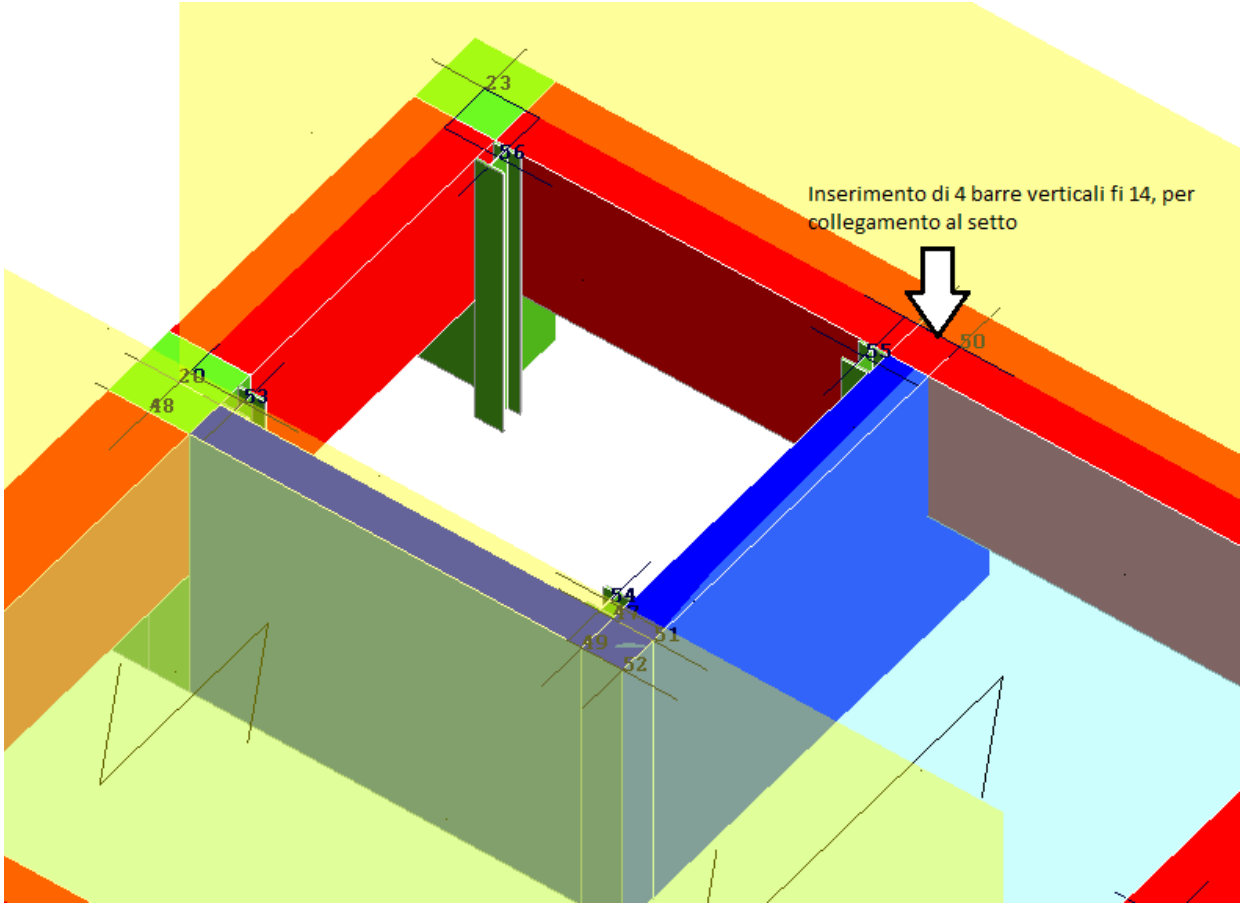


Figura 28 - Collegamento trave – setto

Proseguendo nelle sviluppo verticale del setto, accade che la necessità di creare una porta di accesso agli ambienti, comporta il taglio di una trave esistente,

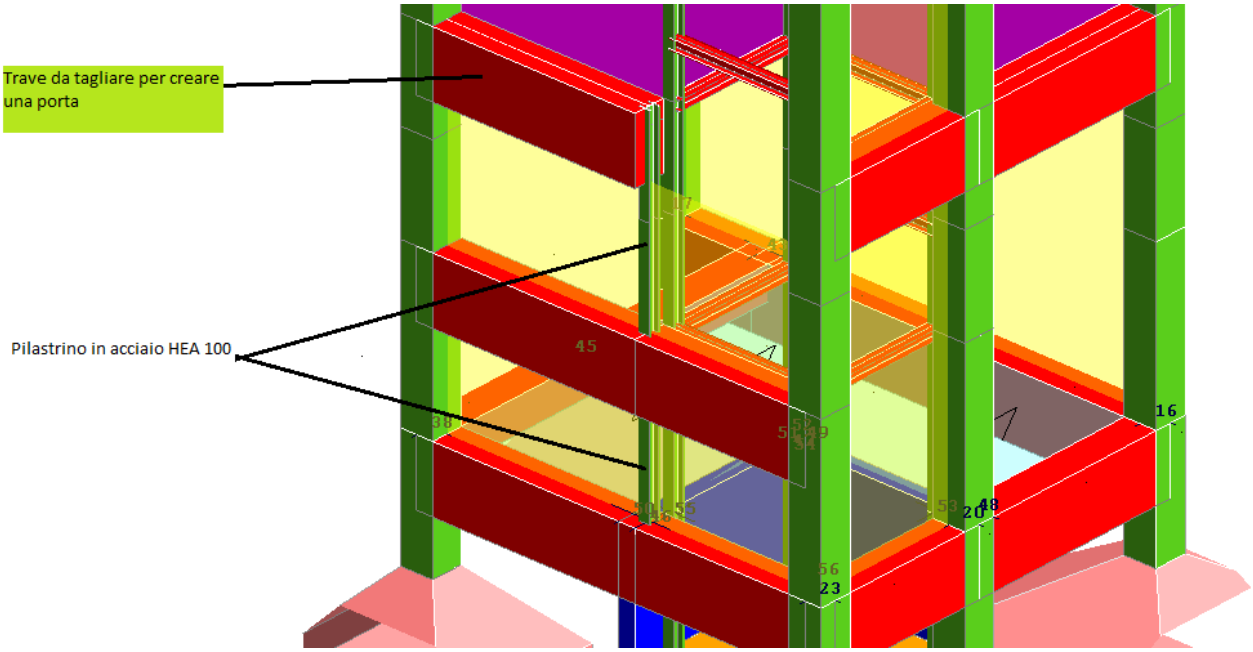


Figura 29 - Trave da tagliare e rinforzo con pilastrino in acciaio

Per evitare che questa trave si comporti come una mensola pura, si ritiene corretto inserire un pilastrino d'acciaio di appoggio, di sezione HEA100 minimo; è proprio la presenza di questo pilastrino che rende necessario il collegamento tra trave e setto prima descritto.

D'altronde la trave risulta irrigidita anche dal fatto che la porzione di solaio di sbarco dell'elevatore in questo caso sarà costituita da una soletta piena di spessore 16 cm, che verrà gettata in sostituzione del vecchio solaio che, come quello del piano terra, verrà demolito per favorire l'edificazione dell'elevatore.

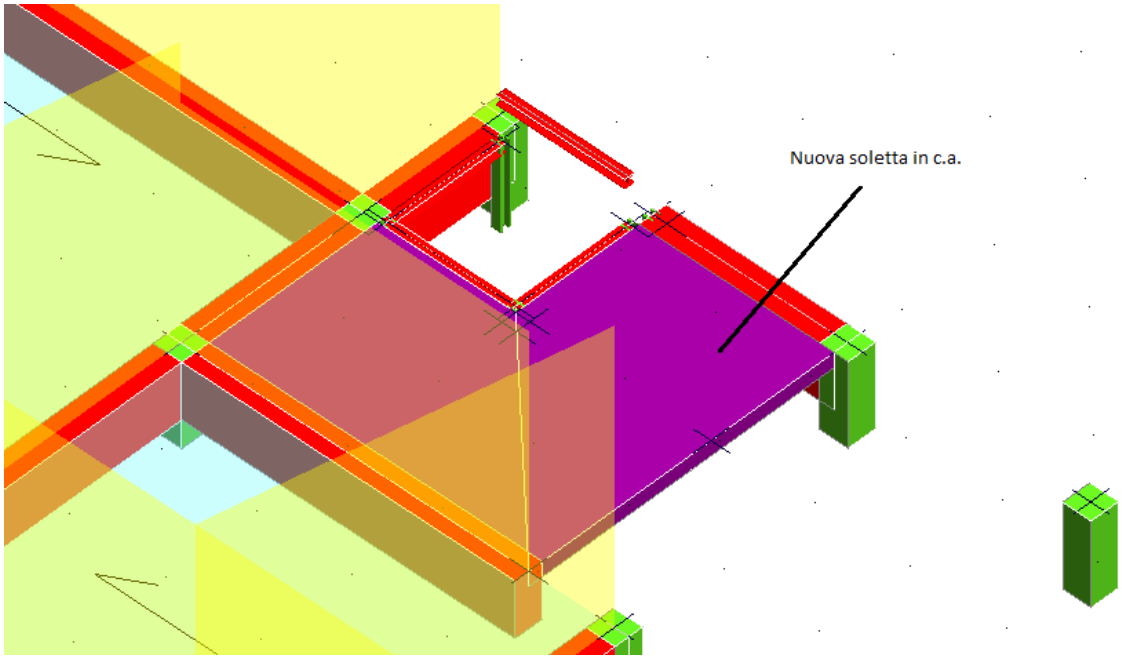


Figura 30 - Nuova soletta in c.a.

L'armatura della soletta sarà costituita da una doppia maglia di ferri del 14 posti ad un passo non maggiore di 30cm

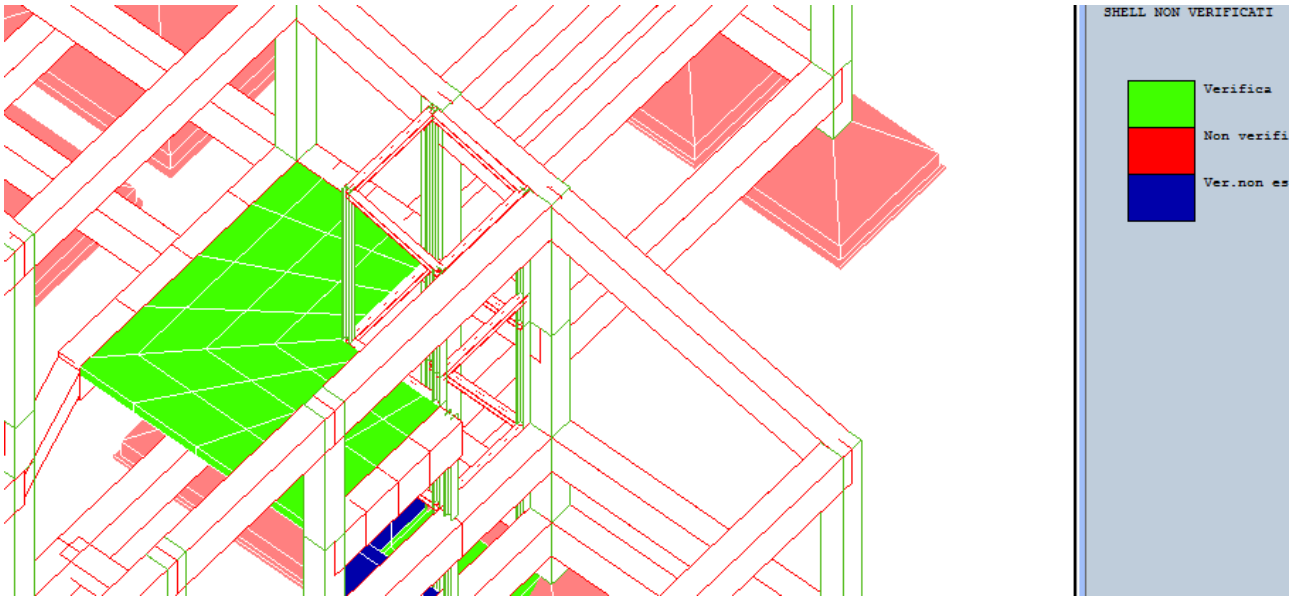


Figura 31 - Verifica della soletta in c.a.

Le barre di armatura di ripresa tra trave e soletta, verranno inghisate dentro la trave stessa:

Si suppone che le barre stesse debbano reggere il taglio e la trazione per effetto della flessione generata dalla piastra; supponiamo a vantaggio di sicurezza che la piastra abbia una luce di calcolo pari a 3,55 x 1,3 = 4,55 m.

Per ogni metro lineare di soletta (ipotizzato un comportamento a trave):

- (400 + 150) x 1,3 + 300 x 1,5 = 1.165 Kg/ml
- $M = q\, l^2 / 12 = 2.010$

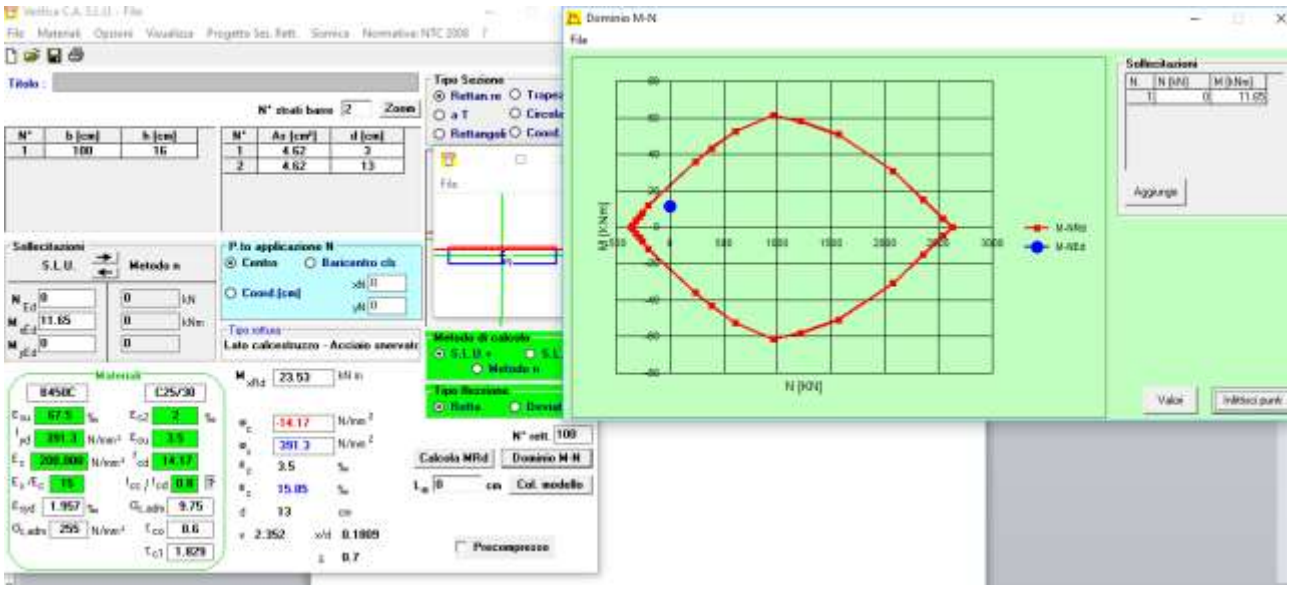


Figura 32 - Verifica armatura a flessione della soletta

La presenza di 3 barre del 14 al metro lineare è sufficiente a rendere le verifiche soddisfatte.

Il taglio è pari invece a : T = q x l/2 = 2.655 Kg circa

Ipotizzando un comportamento delle barre del 14 come se fossero dei bulloni di classe 5.6, il taglio resistente risulta pari a : $F_{V,Rd} = k f_{tb} \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 27.6$ kN

Poiché i bulloni sono 6, ad ognuno di essi spetterà un taglio sollecitante pari a 2655 / 6 = 442,5 Kg = 4,43 kN < 27.6

Per quanto riguarda la verifica allo sfilamento, si suppone che i tirafondi debbano assorbire la flessione agli appoggi della piastra; per far questo le barre superiori vanno in trazione e quelle inferiori in compressione.

Dovendo equilibrare il momento pari 1.165 Kg/m, essendo il braccio delle forze pari a 13 cm, si ha che F = 1.165 / 0.13 = circa 9.000 Kg.

Supponendo di far partecipare 5 barre del 14, si ha che ogni barra dovrà assorbire una trazione pari a 1.800 Kg.

Ipotizzando un foro di diametro 18 mm ed una profondità di perforazione di 25 cm, l'area laterale del foro risulta pari a 141,3 cm2; la tensione di aderenza sarà quindi 1.800 / 141,3 = 12, 7 Kg/cm < 12,9 Kg/cm2, limite fornito dalla solita formulazione EC2.

Dunque la soletta dovrà essere armata con una maglia metallica costituita da 1 fi 14 ogni 20 cm.

Le travi su cui si intesterà la nuova soletta in c.a., subiranno comunque un ulteriore rinforzo mediante una incamiciatura col CAM, come fatto per i pilastri.

Avendo solidarizzato le travi con la soletta, di fatto queste non si comportano più come "Travi" quanto piuttosto come nervatura della soletta, per cui le sollecitazioni sono molto più basse e l'armatura esistente già sufficiente a soddisfare le verifiche, tuttavia il rimaneggiamento degli elementi strutturali richiama l'opportunità di inserire nuova armatura a taglio/flessione di rinforzo e confinamento.

I pilastrini in acciaio sono stati verificai per una combinazione statica allo SLU DM 2008, nuove costruzioni; il ruolo di questi elementi è puramente statico, mentre dal punto di vista della resistenza alle forze orizzontali essi possono essere considerati non sismoresistenti.

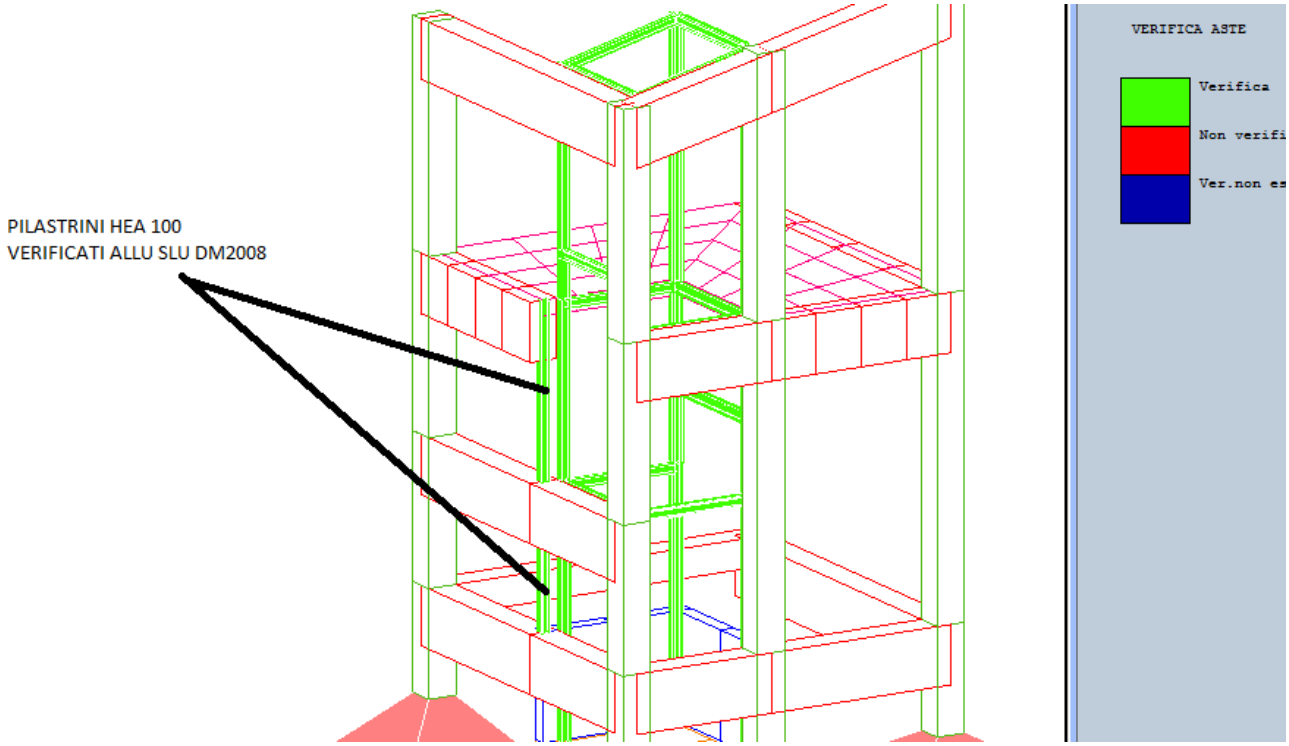


Figura 33 - Verifica dei pilastrini in acciaio

GEA Soc. Coop. a r.l.
Sede legale
via Martiri della Resistenza 7
60125 ANCONA Italy

Sede operativa
via Chiusa 6/a
60027 OSIMO Dist. Italy
P.Iva 00457310429
C.F. 00457310429

Tel. +39 393 6918480
www.geacoop.eu
info@geacoop.eu
PEC mail: geacoop@pec.it