

INDAGINE SPERIMENTALE SUL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI A TRAVETTI ARMATI TIPO SAP

Rinforzo mediante la tecnica
della soletta mista collaborante:

- Calcestruzzi Leggeri Strutturali Leca.
- Connettore CentroStorico Chimico.

**INDAGINE SPERIMENTALE
SUL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI
A TRAVETTI ARMATI TIPO SAP**

**Rinforzo mediante la tecnica
della soletta mista collaborante:**

- Calcestruzzi Leggeri Strutturali Leca.
- Connettore CentroStorico Chimico.

Le indagini sperimentali descritte in questo documento sono frutto dell'attività di ricerca condotta presso il Politecnico di Milano (DICA - Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale) il cui Responsabile Scientifico è il Prof. ing. Liberato Ferrara.

Queste hanno portato un prezioso contributo ai fini della comprensione del ruolo ed efficienza delle più moderne tecniche di rinforzo strutturale su alcune tipologie di orizzontamenti del nostro patrimonio edilizio esistente.



SOMMARIO

Uno dei principali temi riscontrabili nell'attuale panorama costruttivo italiano è quello del recupero del patrimonio edilizio esistente, attività estremamente delicata e complessa. L'attuale andamento del mercato edilizio mostra come l'attenzione si sia orientata verso gli interventi di ristrutturazione, sia per motivi economici sia per necessità di un più razionale impiego delle risorse.

L'intervento di ristrutturazione deve avere come scopo principale quello di apportare all'edificio un effettivo miglioramento delle prestazioni dal punto di vista della complessiva idoneità strutturale, ivi compresa la sicurezza nei riguardi delle azioni sismiche. È fondamentale procedere con un'attenta analisi delle esigenze e delle prestazioni richieste alle strutture, e con una diagnosi completa dei vincoli esistenti e dello stato dell'opera, affinché siano chiari i requisiti, le priorità e gli obiettivi di progetto.

A tali fini possono essere adottati diversi approcci, con soluzioni tecniche differenti, impiegando materiali affidabili, durevoli e compatibili con l'oggetto edilizio esistente.

Oggetto di questo documento è l'indagine sperimentale sul miglioramento del comportamento statico dei solai a travetti armati tipo "SAP" mediante la tecnica di consolidamento denominata "soletta mista" o "soletta collaborante", ovvero mediante l'interconnessione del solaio esistente con una nuova soletta in calcestruzzo leggero strutturale (nella fattispecie "LecaCLS 1400" di Laterlite SpA) attraverso l'impiego di uno specifico adesivo epossidico (nel caso in esame trattasi del "Connettore CentroStorico Chimico" di Laterlite SpA).

Lo scopo di questa indagine è quello di verificare l'efficacia del sistema di interconnessione mediante il Connettore CentroStorico Chimico, l'effettiva aderenza fra nuova soletta e solaio in laterizio armato, e quindi il miglioramento delle prestazioni meccaniche del solaio, mediante prove di carico comparative su solai consolidati e non consolidati di varie altezze.

Indice

INDAGINE SPERIMENTALE

1	INTRODUZIONE	9
2	IL PATRIMONIO EDILIZIO ITALIANO	10
2.1	PROBLEMA INGEGNERISTICO	11
2.2	CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI	11
2.3	CATEGORIE DI SOLAI	11
2.3.1	Solai in legno.	11
2.3.2	Solai in acciaio.	13
2.3.3	Solai in laterocemento.	15
2.3.4	Solai prefabbricati.	16
2.3.5	Solai in calcestruzzo armato.	16
2.3.6	Solai ad arco e volta.	16
3	ATTIVITÀ SPERIMENTALE	17
3.1	IL CONSOLIDAMENTO	17
3.1.1	Le tecnica del consolidamento.	17
3.1.2	Le ragioni del consolidamento.	18
3.1.3	La connessione chimica: caratterizzazione sperimentale.	19
3.1.4	I vantaggi del consolidamento.	20
3.1.5	I vantaggi dell'utilizzo di calcestruzzi leggeri.	21
3.3	"SET-UP" SPERIMENTALE	21
3.2.1	La sperimentazione.	21
3.2.2	Descrizione dei campioni.	21
3.2.3	Caratteristiche geometriche e progettuali dei solai.	22
3.2.4	Strumentazione per la prova sperimentale.	24
3.2.5	Fasi della prova di laboratorio.	26
4	RISULTATI SPERIMENTALI	28
4.1	DESCRIZIONE DETTAGLIATA DEI RISULTATI DI LABORATORIO	28
4.1.1	SAP h 12 non consolidato. Solaio N° 1.	28
4.1.2	SAP h 12 non consolidato. Solaio N° 2.	29
4.1.3	SAP h 16 non consolidato. Solaio N° 1.	29
4.1.4	SAP h 16 non consolidato. Solaio N° 2.	29
4.1.5	SAP h 12 consolidato. Solaio N° 1.	30
4.1.6	SAP h 12 consolidato. Solaio N° 2.	30
4.1.7	SAP h 16 consolidato. Solaio N° 1.	31
4.1.8	SAP h 16 consolidato. Solaio N° 2.	31
4.2	COMPORTAMENTO FLESSIONALE: DIAGRAMMA CARICO - SPOSTAMENTO	32
4.2.1	Solai non consolidati: risultati.	32
4.2.2	Solai consolidati: risultati.	32
4.2.3	Confronto solai non consolidati - consolidati.	33
4.3	COMPORTAMENTO A TAGLIO: DIAGRAMMI SFORZI DI TAGLIO/ANDAMENTI ANGOLARI	34
4.3.1	Solai non consolidati: risultati.	35
4.3.2	Solai consolidati: risultati.	36
4.4	DIAGRAMMA CARICO - DELAMINAZIONE	37
4.5	DIAGRAMMA MOMENTO - CURVATURA	38
4.5.1	Fase 1a. Comportamento elastico lineare a trazione e compressione fino alla rottura del calcestruzzo per sforzi di trazione. Contributo elastico lineare dell'armatura.	38
4.5.2	Fase 1b. Comportamento elastico lineare in compressione subito dopo la rottura del calcestruzzo in trazione. Contributo elastico lineare dell'armatura.	39

4.5.3	Fase 2. Sezione fessurata. Comportamento elastico lineare in compressione. Contributo elastico lineare dell'armatura.	40
4.5.4	Fase 3. Raggiungimento del limite deformativo per compressione del calcestruzzo.	42
4.5.5	Effetto del consolidamento dei solai nei calcoli.	43
4.5.6	Risultati delle prove: diagrammi momento - curvatura.	48
4.6	INTERPRETAZIONE INGEGNERISTICA DEI RISULTATI	49
4.6.1	Verifica dello SLU.	49
4.6.2	Sforzi tangenziali (Teoria di Jourawsky).	54
5	CONCLUSIONI	57
5.1	RISULTATI OTTENUTI PER I SOLAI NON CONSOLIDATI	57
5.2	RISULTATI OTTENUTI PER I SOLAI CONSOLIDATI	58
5.3	ESTENDIBILITÀ DEI RISULTATI	59
5.4	DESCRIZIONE DEI METODI DI ESTENSIONE DELLE PRESTAZIONI DEI SOLAI	59
	APPENDICE A. REPORT FOTOGRAFICO	61
	APPENDICE B. PROGETTO SKETCHUP 3D	63
	BIBLIOGRAFIA	63

PRONTUARIO TECNICO

1	INTRODUZIONE	67
2	LA SPERIMENTAZIONE	67
2.1	Descrizione dei campioni.	67
2.2	Prove sui campioni di riferimento.	68
2.3	Modalità di consolidamento.	68
2.4	Modalità di rottura e interpretazione delle prove.	68
3	ANALISI DEI CONTENUTI	69
4	ESTENSIONE DEI RISULTATI OTTENUTI	69
5	DIAGRAMMI	69
	Solaio SAP con armatura tipo FeB22k	
	Solaio SAP 8	70
	Solaio SAP 8 + 3	72
	Solaio SAP 12	74
	Solaio SAP 12 + 3	76
	Solaio SAP 16	78
	Solaio SAP 16 + 3	80
	Solaio SAP 20	82
	Solaio SAP 20 + 3	84
	Solaio SAP con armatura tipo FeB32k	
	Solaio SAP 8	86
	Solaio SAP 8 + 3	88
	Solaio SAP 12	90
	Solaio SAP 12 + 3	92
	Solaio SAP 16	94
	Solaio SAP 16 + 3	96
	Solaio SAP 20	98
	Solaio SAP 20 + 3	100

1 Introduzione

Nelle attività di recupero edilizio ricorre frequentemente la necessità di riqualificare solai di piano, delle più svariate tipologie, utilizzando diverse tecniche strutturali in relazione alla categoria di solaio, ai suoi vincoli e alle sue caratteristiche geometriche. L'intervento di consolidamento dei solai esistenti rientra, a seconda dei casi, nelle operazioni di adeguamento, miglioramento o di riparazione locale atte ad incrementare le caratteristiche tecniche degli elementi nonché ad un effettivo aumento delle prestazioni dell'intero edificio in termini di sicurezza strutturale, anche con particolare riferimento alle azioni sismiche. Operare in tal senso sulle partizioni orizzontali esistenti è di fondamentale importanza per l'effettivo recupero di interi edifici o di loro porzioni.

Il patrimonio edilizio italiano comprende un'infinità di solai, diversi gli uni dagli altri per tipologie realizzative ed epoche di costruzione. Questi importanti elementi strutturali possono essere suddivisi sinteticamente in sei distinte categorie:

1. Solai in legno.
2. Solai in acciaio.
3. Solai in laterocemento.
4. Solai prefabbricati.
5. Solai in calcestruzzo armato.
6. Solai ad arco e volta.

A prescindere dalla tipologia di solaio, qualsiasi tipo di intervento su tali strutture implica la conoscenza quanto più possibile completa e dettagliata dello stato di fatto; da questa, infatti, dipendono l'affidabilità e la probabilità di successo della progettazione e della successiva esecuzione degli interventi di consolidamento e di rinforzo. Su ogni elemento strutturale è quindi doveroso effettuare un'indagine diagnostica, che preveda sostanzialmente tre fasi:

1. Ispezione visiva per individuare difetti, anomalie presenti o alterazioni subite nel tempo;
2. Analisi strumentale, con particolare riferimento alle

parti inaccessibili della struttura, attraverso tecniche diagnostiche non distruttive applicate "in situ";

3. Elaborazione progettuale dei risultati, in cui viene esposta la tipologia del solaio, la sua stratigrafia costruttiva e la stima delle prestazioni meccaniche.

I risultati di tale indagine saranno indispensabili per poter valutare quale operazione di consolidamento e rinforzo attuare.

In questo lavoro si è studiato, mediante opportuna attività sperimentale, l'efficacia della tecnica di consolidamento che prevede la realizzazione di una cappa in calcestruzzo leggero strutturale previa applicazione, sul substrato del solaio da consolidare, di uno specifico adesivo epossidico. Nel dettaglio, sono stati analizzati solai in laterizio armato tipo "SAP" doppiamente armati, con altezza iniziale di 120 mm e 160 mm, su cui sono state condotte prove di carico in laboratorio (sia sui solai non consolidati sia su quelli consolidati con la tecnica sopra descritta).

L'intervento di consolidamento con la tecnica della "soletta mista collaborante" risulta essere molto efficiente e di facile impiego: il sistema si basa sul "getto" di una nuova soletta in calcestruzzo leggero strutturale avente spessore 50 mm, connessa con il solaio esistente grazie all'impiego di uno specifico connettore di tipo chimico (applicazione di un adesivo epossidico). Tale tecnica si dimostrerà in grado di aumentare la resistenza e la rigidità del solaio in opera.

Il presente documento vuole illustrare, attraverso l'analisi delle prove di laboratorio, non solo le differenze di comportamento tra solai consolidati e non consolidati quando soggetti ai relativi carichi di esercizio e fino a rottura, ma anche i vantaggi e i benefici strutturali che tale tecnica di consolidamento apporta all'elemento strutturale orizzontale.

2 IL PATRIMONIO EDILIZIO ITALIANO

Secondo indagini condotte nei primi mesi del 2012 dal CRESME (Centro Ricerche Economiche Sociali di Mercato per l'Edilizia e il Territorio), il patrimonio immobiliare italiano risulta essere il più vecchio d'Europa: circa il 25% degli edifici non è mai stato sottoposto a interventi di riqualificazione, il 5% necessita di interventi urgenti, mentre il 40% richiede misure di manutenzione straordinaria. Si è stimato che sono circa 2,5 milioni gli edifici in stato di conservazione pessimo e/o mediocre (Figure 1a e 1b).

Tali dati ci rammentano l'importanza di procedere con interventi tesi alla conservazione del valore

e dell'efficienza degli edifici: l'obsolescenza degli immobili implica l'attuazione di manutenzioni correttive, al fine di ripristinare un livello prestazionale accettabile o ricondurre la struttura ad un livello più elevato di quello previsto in origine (valorizzando in questo caso lo stesso immobile).

Attualmente il tema del recupero edilizio propone diversi sistemi e soluzioni costruttive, in grado di applicare tecnologie nuove a sistemi esistenti, così da riportarli all'attualità tecnica e alla sicurezza statica, con particolare riferimento alla prestazione nei riguardi delle azioni sismiche.

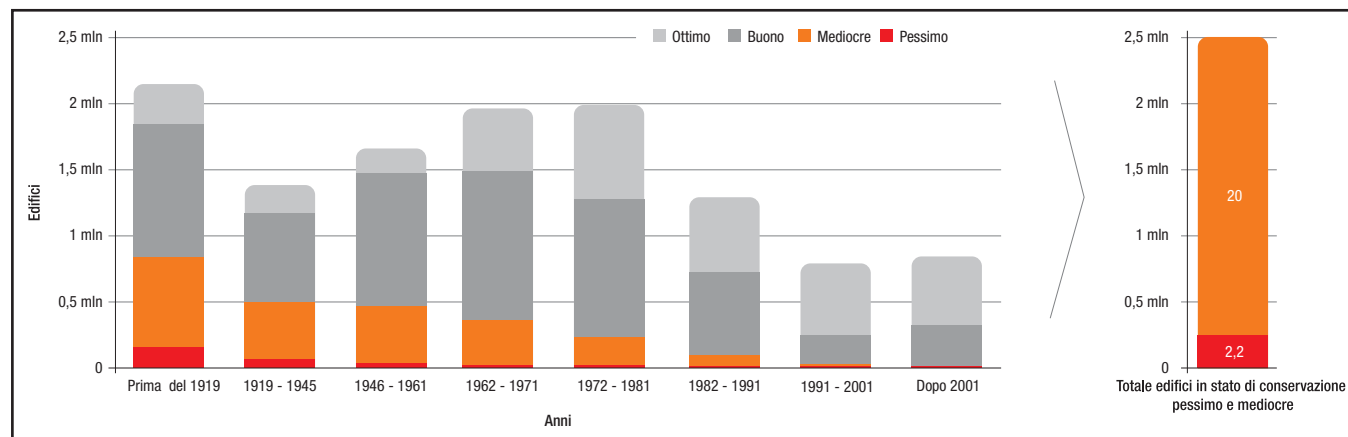


Figura 1a: Stato di conservazione degli edifici esistenti al 31/12/12 (Fonte: elaborazione e stima CRESME 2012 su dati ISTAT).

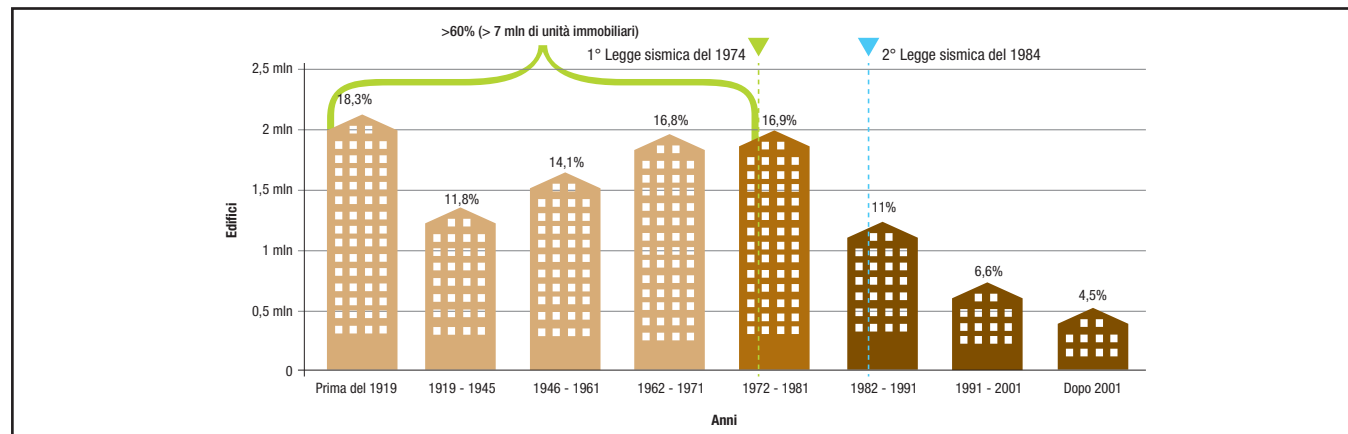


Figura 1b: Edifici ad uso abitativo per epoca di costruzione (Fonte: elaborazione e stima CRESME 2012 su dati ISTAT).

2.1 PROBLEMA INGEGNERISTICO

Nel corso degli anni, dal terremoto di Messina e Reggio Calabria del 1908, sono state effettuate diverse modifiche sulla classificazione sismica del territorio nazionale, rendendo obbligatorio, nelle zone più a rischio, il rispetto di specifiche norme per le costruzioni. Nel 2003, un anno dopo il terremoto in Puglia e in Molise, è stata emanata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 che ha classificato l'intero territorio nazionale in quattro zone a diversa pericolosità, eliminando le zone "non classificate". Il D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni), entrato in vigore il 1° Luglio 2009 a seguito del terremoto dell'Aquila, ha introdotto una nuova metodologia più completa e dettagliata per determinare la pericolosità sismica di un sito. Oggi, quindi, tutte le regioni italiane, eccezion fatta per alcune limitate zone del Piemonte e della Sardegna, risultano a rischio sismico ed è per questo che gli interventi di consolidamento e riqualificazione rappresentano, in molti casi, una necessità.

2.2 CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI

L'analisi del patrimonio edilizio italiano suggerisce chiaramente di considerare prioritaria la riqualificazione degli immobili esistenti, con l'obiettivo di aumentarne le prestazioni. Progettare e realizzare un intervento di ristrutturazione e/o consolidamento richiede molto più impegno che progettare e costruire una nuova struttura, a causa dei numerosi vincoli esistenti.

L'argomento trattato nel presente documento, ovvero il consolidamento delle partizioni orizzontali, riguarda una tipologia di intervento diffusa e di particolare importanza che propone il recupero strutturale dei solai esistenti con la tecnica di consolidamento a sezione composta o mista. Questo sistema è riconosciuto dalle normative quale sistema idoneo per finalità di sicurezza antisismica.

2.3 CATEGORIE DI SOLAI

Nel prossimo capitolo sarà descritta la categoria del solaio in laterocemento a travetti armati tipo "SAP", che è stata studiata sperimentalmente.

Per completezza si riporta di seguito una breve descrizione delle principali tipologie di solaio attualmente riscontrabili nell'ambito del patrimonio edilizio italiano.

2.3.1 Solai in legno

Da sempre molto diffusi e di notevole pregio storico, i solai in legno sono la più antica tipologia esistente di partizioni orizzontali per edifici. Essi rappresentano le prime soluzioni adottate per la realizzazione dei solai in edifici multipiano. La struttura portante consta di travi lignee a sezione circolare (utilizzate nell'edilizia più povera) o squadrate (di maggior pregio). Le travi sono coperte superiormente, in corrispondenza dell'estradosso, da un tavolato (o assito), da pannelle in cotto o da un massetto per l'allettamento della pavimentazione. All'intradosso dei solai, invece, possono essere posizionati dei controsoffitti (costituiti in alcuni casi da vere e proprie tele o incannucciati) che mascherano la struttura.

I solai in legno sono spesso oggetto di consolidamento, per esempio per mezzo della tecnica della soletta mista collaborante "legno-calcestruzzo", e sono genericamente riconducibili a due tipologie:

1. Solai in legno a semplice orditura: sono costituiti da una serie di travi disposte a formare luci mediamente da 3-5 m. Il "cassero" superiore, a coprire il vuoto tra le travi, può essere realizzato con un assito in legno o con pannelle in cotto (Figura 2).

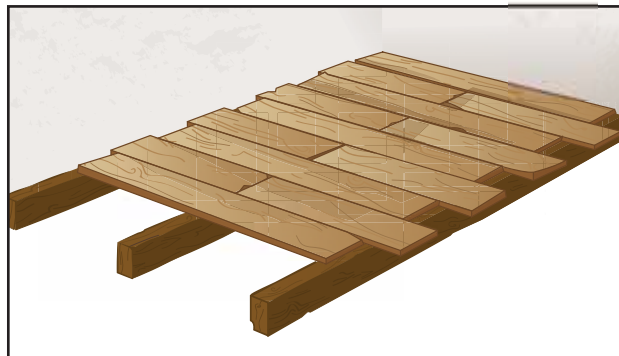


Figura 2: Solaio a semplice orditura con assito in legno.

2. Solai in legno a doppia orditura: sono costituiti da una serie di travi principali disposte a interasse di 2-4 m, secondo la dimensione minore dell'ambiente da coprire; superiormente sono disposte, ortogonalmente alle prime, una serie di travi secondarie di minore dimensione. Il "cassero" superiore può essere realizzato con un assito in legno o con pianelle (o tavelle) in cotto (Figura 3).

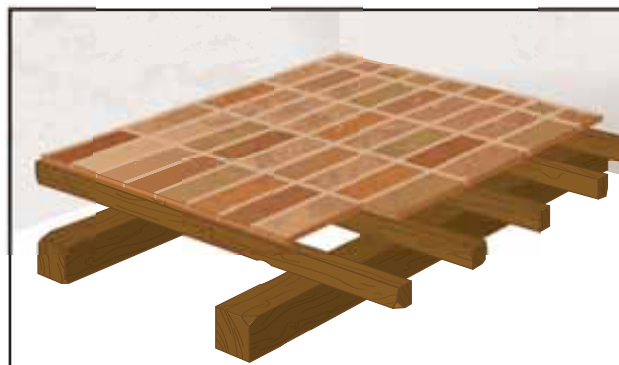


Figura 3: Solaio a doppia orditura con pianelle in cotto.

2.3.2 Solai in acciaio.

La struttura dei solai in acciaio è la stessa di quella dei solai in legno. Al posto delle travi portanti lignee, vengono però utilizzate travi portanti in acciaio (comunemente dette putrelle).

A seconda dell'elemento posto tra le ali inferiori o superiori dei profilati metallici, si possono distinguere tre tipologie di solai in acciaio:

1. Solai in acciaio con voltine: ancora oggi presenti negli edifici storici, questi solai sono caratterizzati da laterizi o mattoni posti tra le ali dei profilati metallici. Le voltine possono essere ad intradosso curvo o piano. L'effetto arco è garantito da blocchi opportunamente sagomati detti "volterrane" (Figura 4).
2. Solai in acciaio con tavelloni: rappresentano una versione più moderna dei solai con voltine e sono spesso utilizzati per la ristrutturazione di edifici in muratura. Per il riempimento degli spazi tra le travi metalliche si utilizzano dei laterizi piani detti "tavelle" o "tavelloni" (Figura 5a).



Figura 4: Voltine ad estradosso curvo e voltine curve "volterrane".



Figura 5a: Singolo tavellone appoggiato e cappa in calcestruzzo.

3. Solai in lamiera grecata: sono costituiti da un'orditura principale (spesso accompagnata da una secondaria) sormontata da connettori che vincolano le lamiere grecate posizionate all'estradosso, favorendo la collaborazione tra struttura in acciaio e getto di calcestruzzo (soletta).

Questi solai sono presenti soprattutto negli edifici a struttura metallica. A differenza degli altri due tipi di solai, questi ultimi sono costituiti da materiali con buone caratteristiche meccaniche e prestazionali, quindi non è frequente per essi il ricorso ad interventi di consolidamento e rinforzo (Figura 5b).

2.3.3 Solai in laterocemento.

Di seguito si elencano i principali tipi di solaio in laterocemento:

1. Solai gettati in opera: appartenenti ad una tecnica costruttiva non molto recente, sono realizzati poggiando i laterizi (pignatte) su un assito in legno ad un interasse tale da consentire la realizzazione dei travetti mediante la disposizione delle barre di armatura ed il successivo getto di calcestruzzo. Al raggiungimento della maturazione del calcestruzzo, viene smontato il tavolato in legno (Figura 6a).
2. Solai tipo "VARESE": costituiti da travetti prefabbricati in calcestruzzo armato ad armatura lenta con interposti tavelloni in laterizio disposti a formare una camera d'aria. Il tutto viene completato con una soletta gettata in opera, armata con rete elettrosaldata, a rendere monolitico l'assieme. Questi solai sono di pratica applicazione e si diffusero dalla metà degli anni '40 per sostituire i solai in legno (Figura 6b).
3. Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio: caratterizzati da una struttura portante (travetti), sono prefabbricati o fabbricati a piè d'opera e non necessitano di strutture di sostegno durante l'esecuzione. Sono quindi di realizzazione più rapida. Le varie tipologie si differenziano sostanzialmente per i differenti travetti prefabbricati. Anche questi solai si sono diffusi a partire dagli anni '40 (Figura 6c).

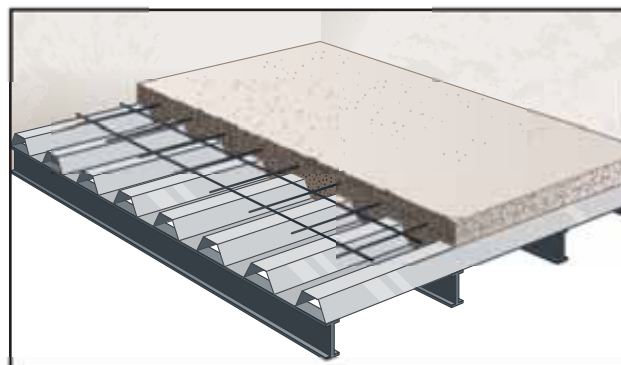


Figura 5b: Solaio in lamiera grecata.

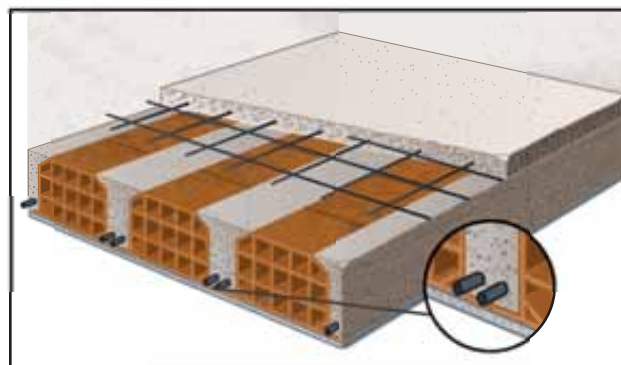


Figura 6a: Solai gettati in opera.

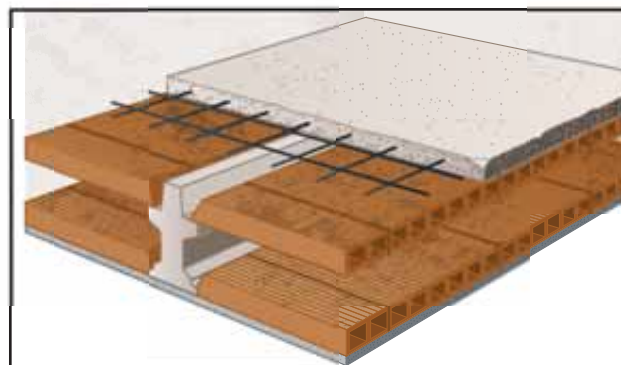


Figura 6b: Solai tipo "VARESE".

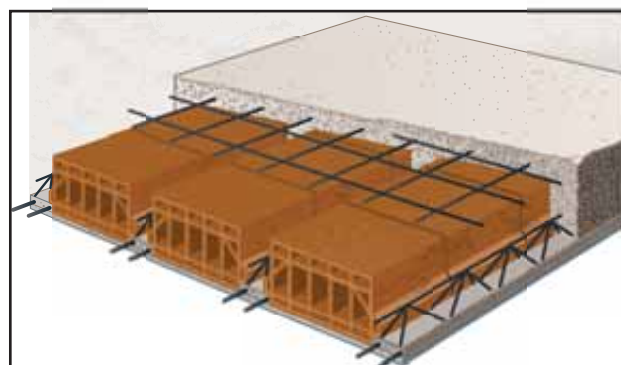


Figura 6c: Solai tipo a travetti prefabbricati.

4. Solai tipo "SAP" (Senza Armatura Provvisoria): questa tipologia di solaio, oggetto della indagine sperimentale di cui si dà rendiconto in questo documento, è stata introdotta in Italia intorno al 1930 ed è stata largamente impiegata fino a tutti gli anni '60, rappresentando oggi una tipologia alquanto diffusa nel patrimonio immobiliare.

Il solaio tipo "SAP" è costituito sostanzialmente da travetti in laterizio armato assemblati a piè d'opera mediante infilaggio di barre di armatura (in genere lisce e dal diametro ridotto) in tasche appositamente predisposte nel laterizio e sigillate mediante malta. I travetti in laterizio armato vengono accostati tra loro per la realizzazione di un getto di completamento. In corrispondenza dell'intradosso sono in genere visibili solo i fondi dei laterizi in quanto continui ed accostati (Figura 7a).

Questa tipologia di solaio ha la caratteristica di avere una buona velocità di esecuzione, ma nel corso degli anni ha presentato criticità in quanto si sono verificati diversi fenomeni di dissesto.

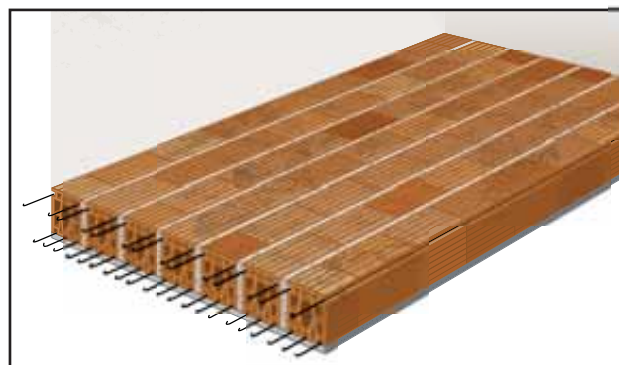


Figura 7: Solai tipo "SAP".

In particolar modo si sono spesso manifestati distacchi di intonaco e sfaldature di laterizio con affioramento di barre di armatura, soggette generalmente ad ossidazione a causa dei ridottissimi copriferri (Figura 7b).

Tale criticità, pertanto, richiede frequentemente un miglioramento delle prestazioni in termini di portata utile e rigidità del solaio, ma, per l'intrinseca natura costruttiva, gli interventi di consolidamento e di rinforzo risultano di non facile applicazione, con modalità tecnico-realizzative complesse e impegnativa analisi progettuale.



Figura 7a: Solai tipo "SAP".



Figura 7b: Solai tipo "SAP".

2.3.4 Solai prefabbricati.

I solai prefabbricati, realizzati a partire dagli anni '70, rappresentano un sistema costruttivo piuttosto recente e sono contraddistinti da buone qualità costruttive, ridotti tempi di messa in opera e facilità esecutiva. Si possono distinguere tre diverse tipologie:

1. Solai alveolari (o alveolati): sono costituiti da lastre prefabbricate in calcestruzzo armato vibrato e precompresso, utilizzate soprattutto nelle costruzioni prefabbricate. Le lastre sono dette "alveolari" per la presenza di canali realizzati a priori mediante dei tubi-forma con lo scopo di alleggerire i pesi e risparmiare materiale. In genere non necessitano di interventi di consolidamento e rinforzo (Figura 8).
2. Solai a pannelli prefabbricati: sono realizzati mediante l'assemblaggio di laterizi e di travetti armati. Sono caratterizzati da una rapida esecuzione e necessitano di poche opere di sostegno provvisorio e di ridotti getti di completamento. Non è frequente il ricorso ad interventi di consolidamento e rinforzo (Figura 9).
3. Solai con lastre in calcestruzzo armato gettati in opera e blocchi di alleggerimento: sono costituiti da lastre in calcestruzzo armato prefabbricate che vengono disposte tra gli appoggi della struttura portante. Su di esse sono appoggiati dei blocchi di alleggerimento distanziati l'uno dall'altro per permettere la realizzazione dei travetti in calcestruzzo armato mediante il getto di completamento. Sono solai di rapida esecuzione e non necessitano in genere di consolidamento (Figura 10).

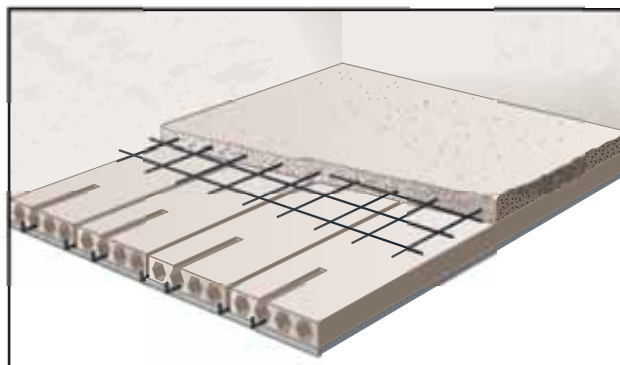


Figura 8: Solaio alveolare.

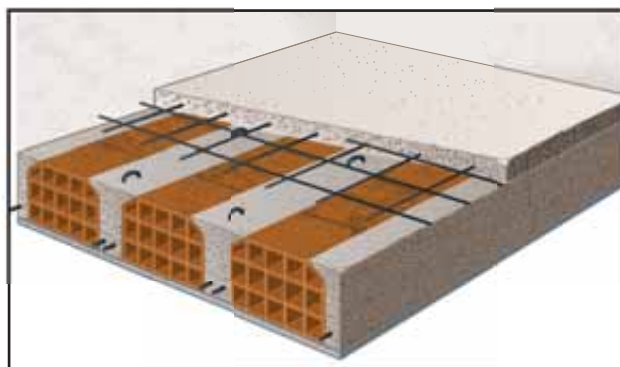


Figura 9: Solaio a pannelli prefabbricati.

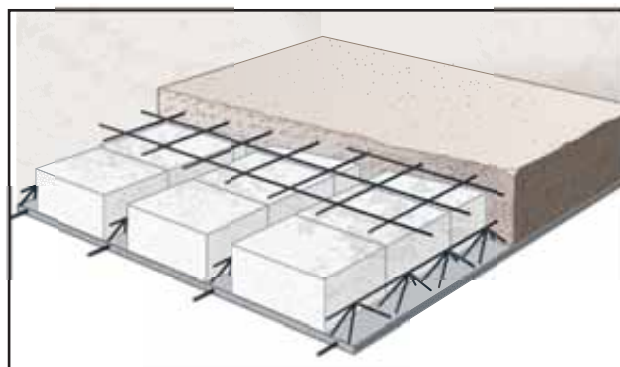


Figura 10: Solaio in lastre e blocchi in polistirolo espanso.

2.3.5 Solai in calcestruzzo armato.

I solai in calcestruzzo armato a soletta piena rappresentano un sistema costruttivo piuttosto recente. Possono essere precompressi o non, gettati in opera muniti o meno di nervature trasversali ovvero piani o curvi. Raramente necessitano di interventi di consolidamento e rinforzo, in virtù dell'intrinseca natura costruttiva oltre che per l'impiego di materiali dotati di buone caratteristiche meccaniche (Figura 11).

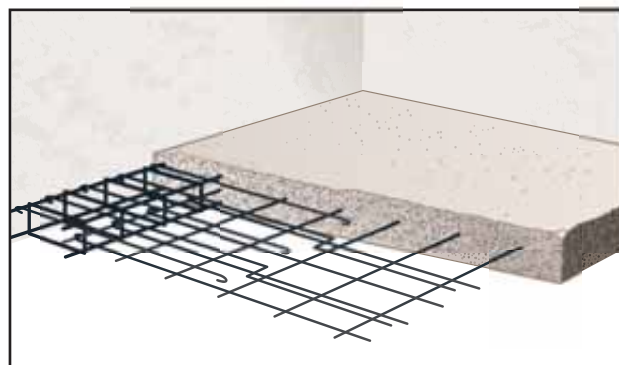


Figura 11: Solaio in calcestruzzo armato.

2.3.6 Solai ad arco e volta.

I solai ad arco e volta rappresentano, insieme a quelli in legno, le prime soluzioni adottate per la realizzazione di solai in edifici multipiano. Le strutture ad arco sostengono i carichi mediante una combinazione di azioni di compressione e flessione. Per rendere piana la superficie orizzontale, venivano realizzati dei riempimenti con materiali di risulta (detti rinfianchi); il riempimento così eseguito, pur costituendo un "peso morto" applicato alla struttura portante, migliorava la stabilità delle volte riducendo le sollecitazioni su di essi esclusivamente a sforzi di compressione. Le volte ad arco possono essere soggette a rinforzo statico, realizzato impiegando specifiche soluzioni tecniche (Figura 12).

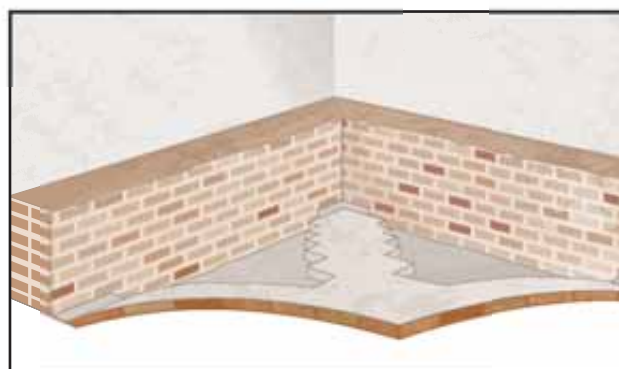


Figura 12: Solaio a volta.

3 ATTIVITÀ SPERIMENTALE

In questo capitolo viene descritta ed analizzata la attività sperimentale condotta su solai in latero-cemento a travetti armati tipo "SAP", traendo da tale analisi utili indicazioni circa i benefici derivanti dal consolidamento e dunque circa le misura da adottare per migliorare le prestazioni statiche dei solai stessi.

3.1 IL CONSOLIDAMENTO

3.1.1 La tecnica del consolidamento.

Il consolidamento del solaio con la tecnica della soletta mista collaborante è largamente utilizzato da diversi anni e di facile impiego.

La nuova soletta collaborante, in calcestruzzo leggero strutturale, è perfettamente connessa con il solaio esistente grazie a specifici connettori.

La "sezione mista", ovvero formata dal solaio esistente e dalla nuova soletta collaborante ad esso connessa, è in grado di aumentare la resistenza e la rigidezza flessionale del solaio di partenza così da sopportare l'azione di maggiori carichi verticali, oltre ad irrigidire il solaio anche nel suo piano (effetto diaframma rigido), consentendo una corretta trasmissione e ripartizione delle azioni sismiche alle pareti.

La connessione tra soletta collaborante e solaio è di fondamentale importanza. Se questa non fosse assicurata dai connettori l'unione tra i due elementi risulterebbe un accoppiamento meccanico in parallelo con conseguente scorrimento reciproco nel piano orizzontale. La soletta, in questo caso, rappresenterebbe un carico permanente agente sul solaio originario che, seppur irrobustito, risulterebbe poco rigido e presenterebbe deformazioni e frecce molto significative (Figura 13).

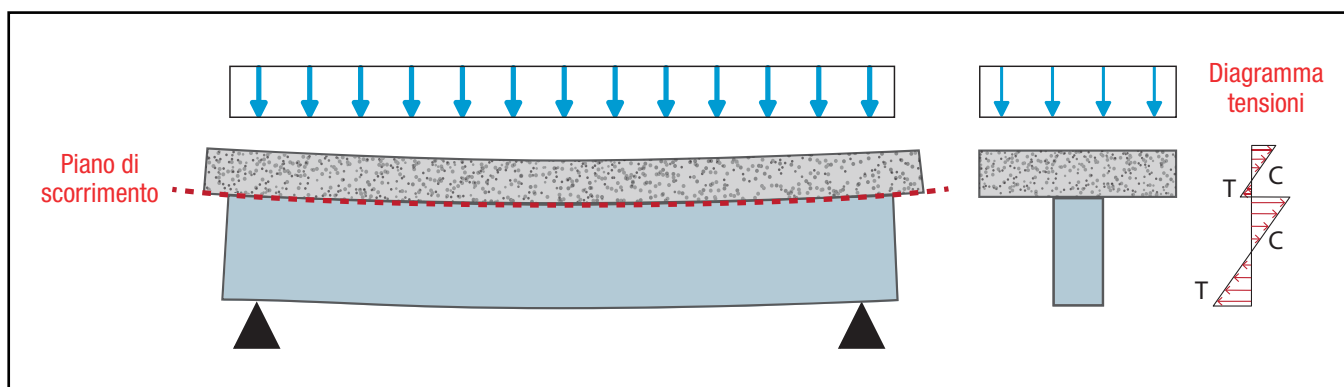


Figura 13: Diagramma di una struttura non interconnessa.

Se invece è presente una valida connessione (Figura 14), si crea una vera e propria struttura mista con un'effettiva continuità strutturale.

Il connettore ha quindi la funzione di impedire lo scorrimento reciproco tra solaio esistente e soletta collaborante: esso lavora "a taglio" e crea un'unica entità strutturale, in modo da assicurare un notevole aumento in termini di resistenza e rigidità della struttura.

Come si può osservare dal diagramma delle tensioni, in questo caso l'impiego strutturale dei materiali risulta ottimizzato.

Il consolidamento dei solai oggetto di indagine sperimentale è avvenuto mediante il connettore "CentroStorico Chimico" di Laterlite SpA, adesivo epossidico bicomponente privo di solventi. Il prodotto offre un'ottima e robusta adesione tra calcestruzzo indurito e calcestruzzo fresco consentendo di ottenere monoliticità tra i due elementi da connettere; il sistema prestazionale, nel rispetto delle indicazioni di posa in opera, è certificato secondo le normative di riferimento.

Il sistema è già stato verificato sperimentalmente in un precedente progetto, i cui risultati vengono riassunti nel successivo paragrafo 3.1.3, per determinare il livello massimo di resistenza a taglio della connessione stessa secondo quanto sopra descritto.

3.1.2 Le ragioni del consolidamento.

La ragione alla base dell'indagine sperimentale condotta sui solai "SAP" va ricercata nella necessità di verificare se sia possibile impiegare, per questa tipologia di elementi strutturali, i modelli di calcolo previsti dall'attuale contesto normativo.

Gli interventi di consolidamento e rinforzo effettuati devono integrarsi pienamente con la tipologia esistente e continuare a sfruttare la capacità portante del solaio. La necessità di intervento si presenta nel momento in cui l'elemento strutturale non si reputa più idoneo a svolgere le funzioni per le quali è stato progettato: insufficienza a sopportare carichi maggiori, eccessiva deformabilità flessionale, scarsa rigidità, ecc.

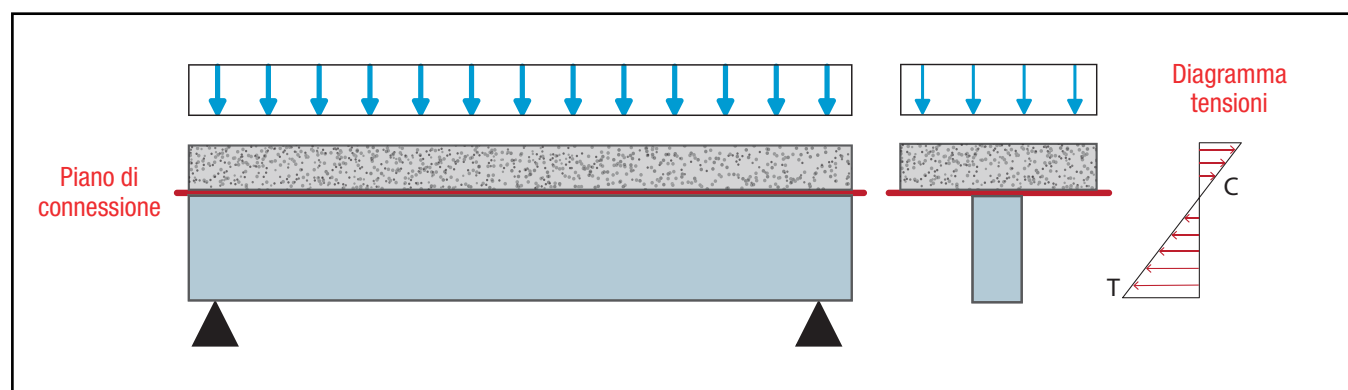


Figura 14: Diagramma di una struttura interconnessa rigidamente.

3.1.3 Connessione chimica: caratterizzazione sperimentale.

Il connettore chimico presenta innanzitutto alcuni evidenti vantaggi rispetto alle soluzioni tradizionalmente utilizzate, quali ad esempio le chiodature:

- Semplificazione del processo di posa in opera;
- Realizzazione di interfaccia continua, senza le concentrazioni tensionali tipiche delle unioni discrete.

La resistenza degli elementi consolidati con il connettore chimico può essere stimata a partire dalle prescrizioni normative per la resistenza a taglio di elementi privi di armatura trasversale (staffe).

In sostanza, l'interfaccia con l'incollaggio non deve costituire "l'anello debole" nella catena dei meccanismi resistenti a taglio. Prendendo in considerazione i requisiti normativi più comuni, la massima tensione tangenziale che l'incollaggio deve essere in grado di trasmettere all'interfaccia fra solaio esistente e soletta di consolidamento non deve essere al valore corrispondente alla massima sollecitazione di taglio garantita dall'elemento strutturale nel suo complesso. Il taglio massimo che può essere trasmesso tra il solaio esistente e la soletta di consolidamento di un elemento senza armatura trasversale può essere valutato mediante la seguente espressione:

$$V_{INT} = \tau_d \cdot b_w \cdot z$$

Dove

- τ_d è la tensione limite di progetto garantita dall'incollaggio;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- z è il braccio della coppia interna, pari a $0.9d$, con d altezza utile della sezione.

Le prove sperimentali di caratterizzazione della massima tensione tangenziale sostenibile da parte della resina sono state eseguite su campioni "a T", verificando la capacità per diversi valori dell'area di "incollaggio". Si riporta nel seguito un estratto dello studio già condotto con il Politecnico di Milano dal titolo "Caratterizzazione del comportamento di resine epossidiche per il consolidamento di solai in laterocemento" (relazione redatta dal dott. ing. Patrick Bamonte e prof. ing. Liberato Ferrara) disponibile su Leca.it.

Viene riportata di seguito una tabella riassuntiva in cui sono stati aggregati tutti i dati relativi al programma sperimentale di caratterizzazione eseguito, considerando un campione di larghezza 12 cm:

Campione	τ_d (MPa)	τ_k (MPa)	τ_{av} (MPa)
CC - 120	0,72	0,9	1,50

Tabella 1: Valori della tensione tangenziale per il campione oggetto di studio. (Fonte: Progetto effettuato precedentemente sulla resistenza a taglio della resina)

La Figura 15 mostra la distribuzione dei dati sperimentali corrispondenti ad un travetto di larghezza 12 cm con l'indicazione del valor medio τ_{av} , caratteristico τ_k e di progetto τ_d , calcolati rispettivamente come i frattili inferiori 5% e 0.5% dei relativi insiemi di dati sperimentali:

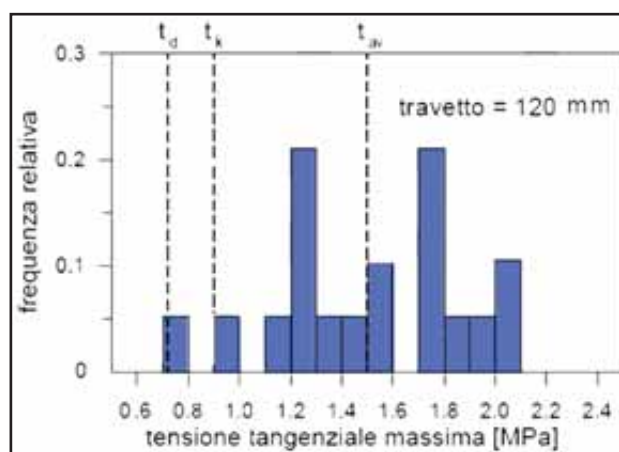


Figura 15: Distribuzione dei dati sperimentali per il campione oggetto di studio. (Fonte: Progetto effettuato precedentemente sulla resistenza a taglio della resina)

L'indagine sperimentale ha mostrato che:

- Il "Connettore CentroStorico Chimico" è in grado di garantire, quando viene utilizzato per il consolidamento di solai esistenti realizzati anche con calcestruzzo di modesta qualità, i valori di sollecitazione tangenziale all'interfaccia tra il solaio esistente e la lastra di consolidamento e i valori di taglio per quanto riguarda l'adesione calcestruzzo - calcestruzzo pienamente compatibili con le applicazioni strutturali attese.
- I valori di tensione tangenziale ottenuti sono paragonabili per entrambe le adesioni calcestruzzo - calcestruzzo e laterizio - calcestruzzo.

3.1.4 I vantaggi del consolidamento.

I principali miglioramenti che la tecnica di consolidamento con soletta collaborante può apportare alla struttura sono:

1. **Miglioramento del comportamento sismico:** operando sulla partizione orizzontale attraverso la formazione di una nuova soletta in calcestruzzo leggero strutturale armato, interconnessa al solaio e alle murature, è possibile migliorare il comportamento sismico dell'intero edificio. Di particolare importanza risulta essere la formazione del diaframma di piano, che trasferisce le azioni orizzontali del sisma alle pareti resistenti a taglio, vincolando la deformazione fuori piano dei muri e prevedendo il collasso della struttura. Questo aspetto è tutt'altro che trascurabile dato che i meccanismi di collasso locale rappresentano una delle principali fonti di vulnerabilità per l'intero edificio.
2. **Aumento della portata del solaio in caso di cambio di destinazione d'uso:** il cambio di destinazione d'uso di un immobile rappresenta una frequente situazione che implica un incremento di carichi trasferiti sul solaio. Per questo motivo è necessario un rinforzo strutturale del divisorio orizzontale, così da irrobustire staticamente la struttura e renderla idonea al nuovo uso. L'impiego di calcestruzzi leggeri strutturali favorisce un ulteriore incremento della portata utile del solaio e una riduzione dei carichi permanenti che gravano sulla struttura esistente.
3. **Miglioramento del comportamento flessionale del solaio:** gli impalcati dei vecchi edifici manifestano spesso una forte deformabilità flessionale con un'evidente "freccia" in mezzzeria, essendo generalmente dimensionati per carichi accidentali più bassi rispetto a quelli previsti dalle attuali normative o avendo gli elementi strutturali subito degrado statico e/o ambientale nel tempo. Viene quindi richiesta una maggiore rigidità, sia per evitare danneggiamenti e lesioni dei pavimenti e delle partizioni verticali interne, sia per migliorare il comfort abitativo. Con l'intervento di consolidamento si ottiene un consistente miglioramento della rigidità flessionale e le due parti della struttura consolidata, solaio e soletta collaborante, contribuiscono entrambe alla rigidità globale.
4. **Recupero del solaio di copertura per sopraelevazione:** per il recupero dei sottotetti è necessaria una verifica della compatibilità strutturale complessiva dell'edificio, oltre che dell'ultimo solaio.
Per l'intervento di ristrutturazione dell'immobile, e in particolare del divisorio orizzontale, viene utilizzata una nuova soletta collaborante il più possibile leggera per ridurre al massimo i carichi strutturali permanenti, a favore di quelli variabili.

Altri significativi benefici nel comportamento della partizione orizzontale possono essere:

- un buon isolamento acustico, attraverso l'utilizzo di specifici materassini acustici anticalpestio;
- un migliore isolamento termico, grazie all'utilizzo di soluzioni leggere a bassa conducibilità termica;
- una protezione al fuoco dovuta alla presenza di uno strato pieno di materiale isolante incombustibile.

3.1.5 I vantaggi dell'utilizzo di calcestruzzi leggeri strutturali.

Per la formazione della nuova soletta collaborante, sia per il caso in analisi sia nei comuni interventi che riguardano il consolidamento con il sistema di cui trattasi, si utilizza un calcestruzzo leggero strutturale.

La caratteristica principale dei calcestruzzi leggeri strutturali è il favorevole rapporto resistenza/peso, che rende questo materiale adatto in diverse circostanze:

1. Strutture in cui il peso proprio è preponderante rispetto ai carichi portati: la riduzione del peso comporta la riduzione di tutte le sezioni ovvero una riduzione delle sollecitazioni su tutti gli elementi portanti rispetto ad una analoga soluzione che impieghi calcestruzzi di peso normale;
2. Grandi strutture caratterizzate da grandi altezze e/o importanti luci, in cui ogni riduzione di sezione comporta benefici dal punto di vista economico;
3. Interventi su terreni con limitata portanza, in cui ogni riduzione di peso comporta significativi risparmi nei costi di fondazione;
4. Svariate applicazioni in ristrutturazione, in cui la riduzione del peso proprio del calcestruzzo rende possibile sostenere maggiori carichi accidentali;
5. Strutture soggette a rilevanti azioni orizzontali (ad esempio azioni sismiche), per le quali una riduzione delle masse equivale ad una riduzione delle azioni statiche equivalenti al sisma;
6. Strutture in cui sia ben sfruttabile la buona resistenza termica del calcestruzzo leggero, al contrario di un calcestruzzo tradizionale, con minori caratteristiche isolanti;
7. Strutture in cui si possano realizzare ridotte sezioni in calcestruzzo con minori spessori di copriferro, in relazione al migliore comportamento al fuoco del calcestruzzo leggero;
8. Solai nei quali diventa possibile realizzare getti pieni, anche di ridotto spessore, con riduzione della necessità di travature.

3.2 “SET-UP” SPERIMENTALE

Nei seguenti paragrafi vengono descritte le caratteristiche dei solai soggetti a prova, insieme all'allestimento della prova e alle procedure impiegate per caratterizzare il comportamento degli stessi.

3.2.1 La sperimentazione.

L'obiettivo della sperimentazione è quello di determinare l'effettivo incremento di portata utile dei solai, grazie al contributo della soletta mista collaborante. Data l'impossibilità di reperimento di solai SAP dell'epoca integri, sono stati ricostruiti una serie di campioni aventi caratteristiche e prestazioni del tutto simili ai solai originali.

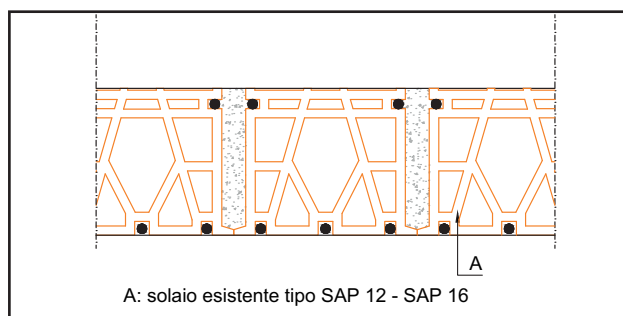
Le sperimentazioni sono state condotte dal Dipartimento di Ingegneria Civile Ambientale del Politecnico di Milano, impiegando la struttura del Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Ateneo.

3.2.2 Descrizione dei campioni.

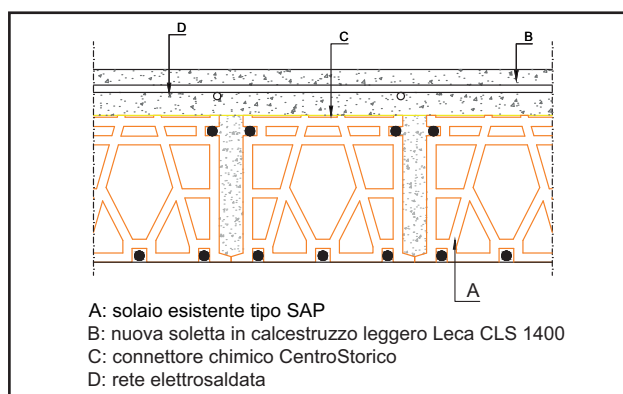
I gruppi di campioni oggetto di sperimentazione sono così caratterizzati:

- solai SAP non consolidati, in altezze 12 cm (SAP 12) e 16 cm (SAP 16) senza cappa, ricostruiti mediante l'inserimento di armature nei laterizi armati (acciaio tipo FeB32k, armatura 3Φ6 in zona tesa per ciascun travetto in laterizio armato);
 - solai SAP consolidati, aventi le medesime caratteristiche di base descritte al punto precedente, consolidati mediante Connettore CentroStorico Chimico e nuova soletta collaborante con spessore pari a 5 cm in calcestruzzo leggero strutturale di argilla espansa tipo LecaCLS 1400 (γ 1400 kg/m³, R_{ck} 25 MPa).
- I campioni oggetto delle prove sperimentali rappresentano dei campi di solaio in scala reale, di luce pari a circa 2,0 m e larghezza pari a circa 1,2 m. Sono stati realizzati solai con nervatura in calcestruzzo classe C16/20, con rapporti geometrici equivalenti a quelli dei tipici solai SAP originali e caratteristiche dimensionali analoghe.

Grazie alla fedele ricostruzione dei solai "SAP", i risultati ottenuti dalle prove sperimentali possono essere estesi ai solai esistenti come di seguito descritto.



Solaio SAP non consolidato.



Solaio SAP consolidato.

3.2.3 Caratteristiche geometriche e progettuali dei solai.

In Figura 16 e 17 e in Tabella 2 e 3 sono rappresentate le caratteristiche geometriche dei campioni.

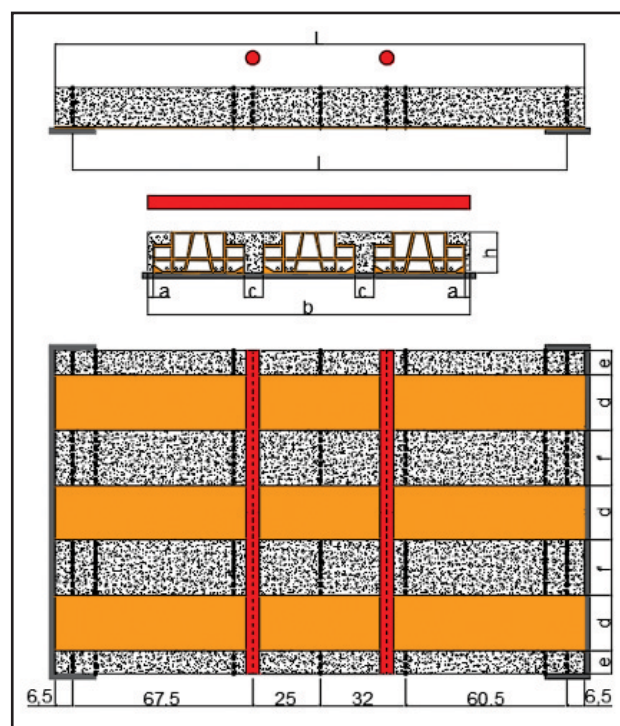


Figura 16: Schematizzazione del solaio non consolidato.

SAP 12	SAP 16
$a = 0,06 \text{ m}$	$a = 0,07 \text{ m}$
$b = 1,2 \text{ m}$	$b = 1,2 \text{ m}$
$c = 0,08 \text{ m}$	$c = 0,1 \text{ m}$
$d = 0,27 \text{ m}$	$d = 0,25 \text{ m}$
$e = 0,08 \text{ m}$	$e = 0,09 \text{ m}$
$f = 0,12 \text{ m}$	$f = 0,14 \text{ m}$
$h = 0,12 \text{ m}$	$h = 0,16 \text{ m}$
$l = 1,85 \text{ m}$	$l = 1,85 \text{ m}$
$L = 2,0 \text{ m}$	$L = 2,0 \text{ m}$

Tabella 2: Dimensioni del solaio non consolidato.

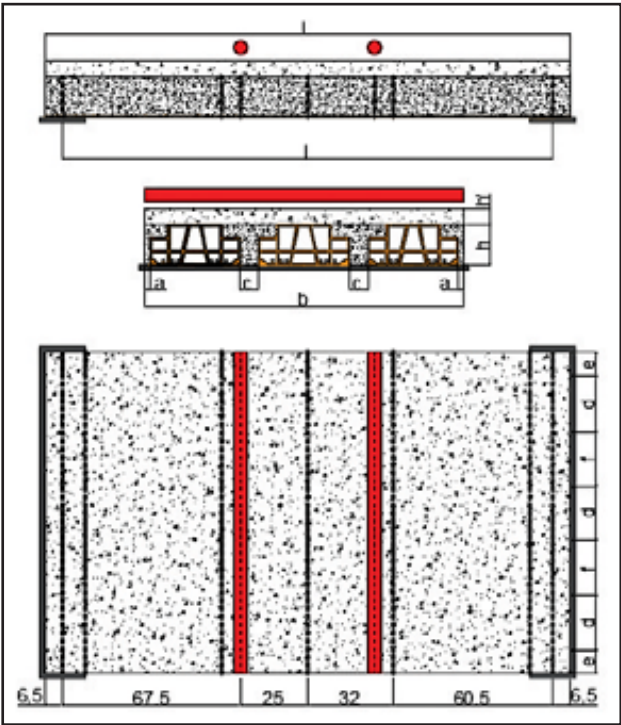


Figura 17: Schematizzazione del solaio consolidato.

SAP 12 + 5 cm	SAP 16 + 5 cm
a = 0,06 m	a = 0,07 m
b = 1,2 m	b = 1,2 m
c = 0,08 m	c = 0,1 m
d = 0,27 m	d = 0,25 m
e = 0,08 m	e = 0,09 m
f = 0,12 m	f = 0,14 m
h = 0,12 m	h = 0,16 m
h' = 0,05 m	h' = 0,05 m
l = 1,85 m	l = 1,85 m
L = 2,0 m	L = 2,0 m

Tabella 3: Dimensioni del solaio consolidato.

I solai sono stati realizzati con un calcestruzzo classe C16/20, le cui caratteristiche sono riportate di seguito:

Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 0,85 \cdot (f_{ck}/1,5) = 9,07 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1,91 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione per flessione: $f_{ctm,fl} = \max(1,6 \cdot (h \text{ (mm)})/1000 \cdot f_{ctm}; f_{ctm}) = 2,82 \text{ MPa}$
Modulo elastico: $E_c = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 28.600 \text{ MPa}$

La soletta collaborante è stato realizzata con il calcestruzzo leggero strutturale "LecaCLS 1400" classe LC 20/22:

Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 22 \text{ MPa}$ ma certificato pari a 25 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck}/(1,5) = 11,33 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28 \text{ MPa}$
Fattore di riduzione per calcestruzzo leggero: $\eta = (\rho/2.200)^2 = 0,405$, $\rho=1.400$
Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,3 \cdot \eta \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,90 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione per flessione: $f_{ctm,fl} = \max(1,6 \cdot (h \text{ (mm)})/1000 \cdot f_{ctm}; f_{ctm}) = 2,02 \text{ MPa}$
Modulo elastico: $E_c = \eta \cdot 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 12.134 \text{ MPa}$ ma certificato pari a 15.000 MPa

Al fine di riprodurre nel miglior modo possibile un solaio esistente (risalente agli anni '60 o '70 del secolo scorso) è stata impiegata un'armatura in acciaio FeB32K (come da vecchia normativa italiana):

Copriferro: $d' = 20 \text{ mm}$
Area armatura inferiore per SAP 12 e SAP 12+5: $A_s = 471,24 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ (2 ϕ 8 + 2 ϕ 6 per modulo) $\rho_s = 0,013$ (SAP 12); $\rho_s = 0,009$ (SAP 12 + 5);
Area armatura inferiore per SAP 16 e SAP 16+5: $A_s = 508,94 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ (6 ϕ 6 per modulo) $\rho_s = 0,009$ (SAP 16); $\rho_s = 0,007$ (SAP 16 + 5);
Area armatura superiore: $A_s' = 84,82 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ (1 ϕ 6 per modulo)
Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 320 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 274 \text{ MPa}$
Tensione media di snervamento: $f_{ym} = 1,35 \cdot f_{yk} = 425,25 \text{ MPa}$
Modulo elastico: $E_s = 206.000 \text{ MPa}$

3.2.4 Strumentazione per la prova sperimentale.

La Figura 18 mostra il tipico allestimento per una prova sperimentale. Esso comprende i seguenti componenti:

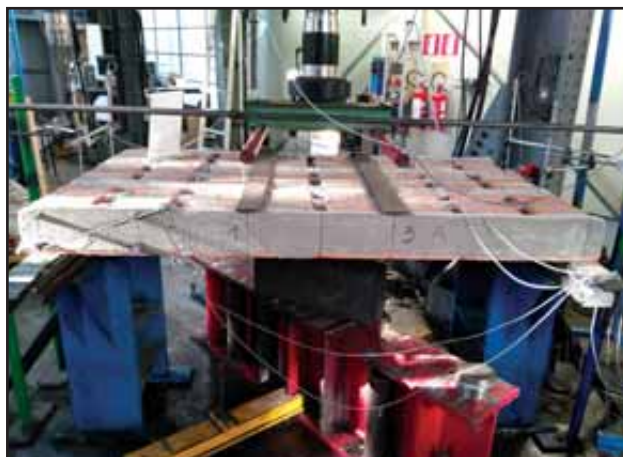


Figura 18: Disposizione della strumentazione.



Figura 19: Attuatore oleodinamico.

1. Attuatore oleodinamico: utilizzato per applicare il carico al campione di prova. Gli attuatori oleodinamici sono in genere usati per il posizionamento lineare di carichi elevati. Hanno una costruzione più pesante e strutturata rispetto ai pistoni pneumatici, perché le pressioni di lavoro sono elevate (100-300 bar), e consentono un posizionamento molto preciso dei carichi (± 0.01 mm). Questo strumento comprende due parti fondamentali:

- La cella di carico, che fornisce la forza da trasmettere al campione;
- Il trasduttore che fornisce, tramite adeguata strumentazione, lo spostamento dell'attuatore stesso.

Il carico è stato trasmesso al campione attraverso due coltelli metallici, posti parallelamente al lato corto e alla distanza di 25 cm dalla mezzeria (Figura 19).

2. Flessimetri "LVDT" (Linear Variable Differential Transducer): utilizzati per rilevare il comportamento dell'elemento di prova nelle fasi di carico e scarico, i flessimetri, della lunghezza di circa 20 cm, sono liberi di estendersi e di comprimersi e hanno una precisione del millesimo di millimetro (μm). Sono stati numerati e disposti nelle posizioni in cui interessa rilevare il comportamento del campione e collegati a due centraline di acquisizione (Spider 8), a loro volta comandate da un computer che riceve ed elabora tramite un software tutti i dati da analizzare (Figura 20).

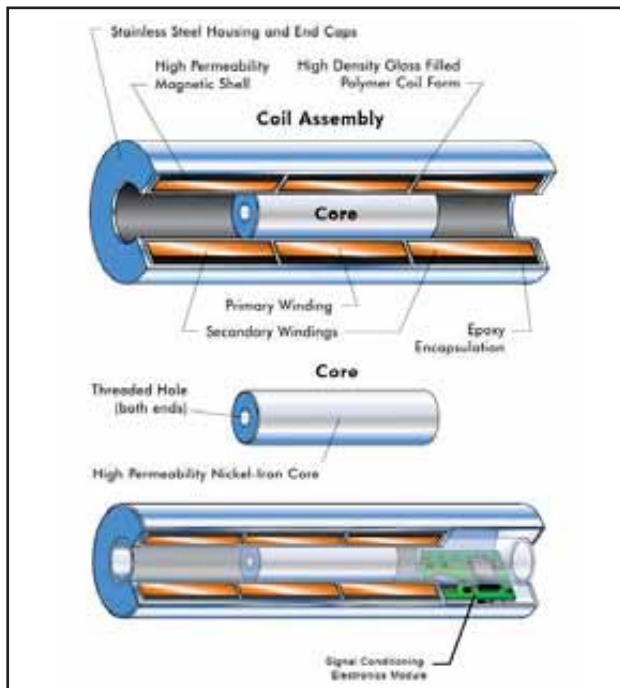


Figura 20: Flessimetro "LVDT".

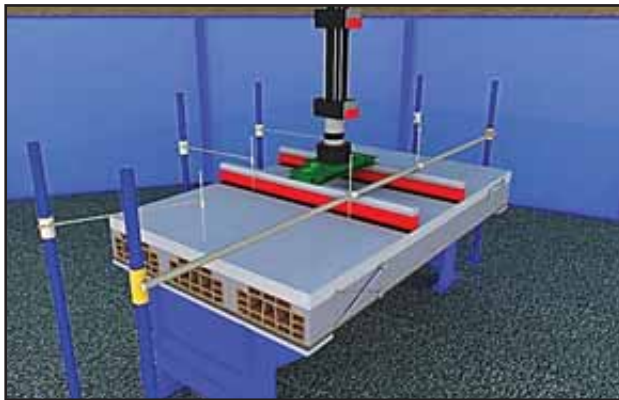


Figura 21: Schema 3D della disposizione dei flessimetri.

I flessimetri utilizzati per la misura dello spostamento verticale vengono posizionati in estradosso del campione con puntamento verticale (Figura 21 e 22). I flessimetri che rilevano le deformazioni a taglio vengono disposti ad "X" sulla superficie laterale del solaio, in prossimità degli appoggi; questi flessimetri sono stati posizionati con un'inclinazione di 1:2 (Figura 23).

Infine (sui solai consolidati) sono stati utilizzati anche flessimetri per misurare lo scorrimento relativo tra solaio esistente e soletta collaborante (Figura 24).



Figura 22: Strumenti per misurare lo spostamento.



Figura 23: Strumenti per misurare le deformazioni a taglio.



Figura 24: Strumenti per misurare lo scorrimento tra le due parti del solaio.

3. Hardware e Software: due computer sono stati collegati ai due ricevitori (Spider 8). Uno di essi è stato usato per controllare il carico e lo spostamento ad ogni passo del percorso di carico sperimentale e sull'altro sono stati registrati i valori degli spostamenti verticali e orizzontali e le deformazioni a taglio (Figura 25).

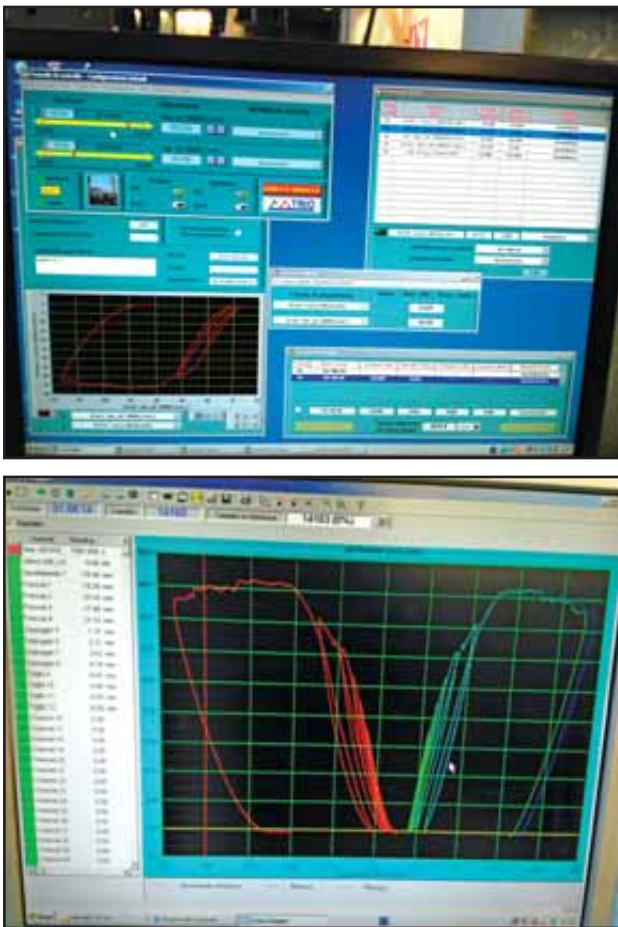


Figura 25: Risultati dei computer per la seconda prova.

3.2.5 Fasi della prova di laboratorio.

I campioni di solaio sono stati movimentati tramite carro ponte munito di ganci e catene. Il carro ponte permette l'innalzamento e lo spostamento delle lastre di solaio, sulle quali sono stati preinseriti appositi ganci di sollevamento, in assoluta sicurezza permettendo movimenti leggeri e precisi degli elementi di prova (Figura 26).

Infine, i campioni sono stati posti su un carrello elevatore che ha consentito il posizionamento su due supporti metallici; è stata seguita la stessa procedura per rimuovere i provini alla fine di ogni prova (Figura 27).



Figura 26: Carro ponte e ganci per sollevare il solaio.



Figura 27: Carrello elevatore per disporre il solaio nella posizione corretta.

Prima di descrivere precisamente quali sono stati i passaggi per eseguire le prove in laboratorio, viene descritto il percorso di carico sperimentale come riassunto delle varie fasi previste per controllare la capacità portante di ciascun campione (si veda la sinossi in Tabella 4):

		SOLAI NON CONSOLIDATI		SOLAI CONSOLIDATI	
		H = 12 cm	H = 16 cm	H = 12 + 5 cm	H = 16 + 5 cm
FASE 1	VELOCITÀ DI CARICO E SCARICO	0,1 kN / s 0,2 kN / s	0,1 kN / s 0,2 kN / s	0,1 kN / s 0,2 kN / s	0,1 kN / s 0,2 kN / s
	N° CICLI & CARICHI	3 CIC: 0 - 5 kN 3 CIC: 0 - 10 kN	3 CIC: 0 - 5 kN 3 CIC: 0 - 10 kN 3 CIC: 0 - 20 kN	3 CIC: 0 - 10 kN	
FASE 2	VELOCITÀ DI CARICO E SCARICO	0,015 mm / s 0,030 mm / s	0,015 mm / s 0,030 mm / s	0,015 mm / s 0,030 mm / s	0,015 mm / s 0,030 mm / s
	N° CICLI & CARICHI	3 CIC: 0 - 20 kN 1 CIC: 0 - 25 kN	3 CIC: 0 - 25 kN	3 CIC: 0 - 25 kN	3 CIC: 0 - 30 kN
FASE 3	VELOCITÀ DI CARICO E SCARICO	0,025 mm / s 0,050 mm / s	0,025 mm / s 0,050 mm / s	0,025 mm / s 0,050 mm / s	0,025 mm / s 0,050 mm / s
	N° CICLI & CARICHI	1 CIC: 0 - 30 kN 1 CIC: 0 - 35 kN 1 CIC: 0 - 40 kN	3 CIC: 0 - 30 kN 3 CIC: 0 - 35 kN 3 CIC: 0 - 40 kN	3 CIC: 0 - 30 kN 3 CIC: 0 - 40 kN 3 CIC: 0 - 50 kN	3 CIC: 0 - 40 kN 3 CIC: 0 - 50 kN 3 CIC: 0 - 75 kN
PERCORSO DI CARICO MONOTONO FINO A ROTTURA		SOLAIO 1: 52 kN SOLAIO 2: 46 kN	SOLAIO 3: 73 kN SOLAIO 4: 75 kN	SOLAIO 5: 99 kN SOLAIO 6: 99 kN	SOLAIO 7: 125 kN SOLAIO 8: 116 kN

Tabella 4: Dettagli del percorso di carico sperimentale per ciascun solaio.

1. Prima di tutto i campioni sono stati posizionati, facendo uso della gru e del carrello elevatore, su due cerniere metalliche distanti 185 cm l'una dall'altra; sono stati poi posizionati i flessimetri in corrispondenza dei punti di interesse e sono stati numerati e denominati in base alla relativa posizione.
2. Nella seconda fase è stato predisposto l'attuatore oleodinamico, con una ripartizione onde applicare il carico lungo due coltelli distanti tra loro 50 cm e simmetrici rispetto alla mezzeria. Per garantire uniformità di appoggio dei coltelli, è stato inserito un cuscinetto di neoprene tra la parte metallica e il campione di prova.
3. Successivamente sono stati controllati i collegamenti tra i flessimetri e i due computer e azzerati i rilevatori in modo da omettere precedenti spostamenti degli elementi, che avrebbero potuto causare errori sui risultati finali.
4. Infine l'ultima parte è consistita nella definizione dei passi del percorso di carico. Poiché le altezze dei solai erano differenti ed avendo quelli consolidati una resistenza maggiore rispetto a quelli non consolidati, gli step di carico applicati sono stati differenti per ogni tipo di solaio.
 - La prova ha previsto cicli di carico e scarico, ad una velocità impostata secondo le esigenze: sono stati effettuati i primi cicli procedendo in controllo di carico, ad una velocità dell'ordine del $\text{kN/s} \cdot 10^{-1}$. Per i cicli successivi, relativi a carichi più elevati, si è passati ad un controllo di spostamento in modo da monitorare con maggior dettaglio il comportamento del campione, evitare rotture improvvise dello stesso e rilevare eventuali "rami softening" di rilascio tensionale (ad esempio nel caso di rottura per taglio), ovvero seguire con maggiore affidabilità e precisione i rami duttili propri di una crisi flessionale.
 - Per i primi cicli è naturale prevedere un andamento lineare della curva carico-freccia (comportamento elastico lineare), fino al raggiungimento del carico di snervamento. Quando la prova raggiunge tale carico, la curva disegnerà un "gomito" e non si svilupperà più linearmente. Durante la prova, ad ogni incremento di carico, sono state evidenziate su ogni campione di solaio le fessure che si sono create.

4 RISULTATI SPERIMENTALI

In questo capitolo vengono riportati e analizzati tutti i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio effettuate su solai non consolidati e consolidati, con lo scopo di evidenziare le caratteristiche peculiari del loro comportamento, nonché valutare l'affidabilità delle formule da utilizzarsi per il calcolo della capacità portante.

PRd, M (kN)	52	76	94	118
PRd, V (kN)	113	156	164	214
PRd, Lab (kN)	46 / 47	72 / 75	99 / 99	125 / 116

Si riporta una sintesi dei risultati sperimentali (PRd,lab) e per confronto, i valori del carico ultimo calcolato secondo un modello di trave corrispondente al raggiungimento di una crisi per flessione e per taglio rispettivamente, secondo quanto verrà nel dettaglio illustrato nel seguito.

PRd,M = capacità portante teorica secondo azione flettente

PRd,V = capacità portante teorica secondo azione tagliante

PRd,Lab = capacità portante determinata sperimentalmente

4.1 DESCRIZIONE DETTAGLIATA DEI RISULTATI DI LABORATORIO

Il seguente paragrafo descrive nel dettaglio ciascuna prova effettuata in laboratorio.

4.1.1 SAP h 12 non consolidato. Solaio n° 1.

Le dimensioni del primo solaio non consolidato di $h = 12$ cm sono:

$L = 2$ m; $l = 1,85$ m; $b = 1,2$ m; $h = 12$ cm (vedi figura a destra).

Il campione è stato sottoposto a tre cicli di carico - scarico in controllo di carico fino a 5 kN e 10 kN ad una velocità di carico pari a 0,1 kN/s e una velocità di scarico pari a 0,2 kN/s.

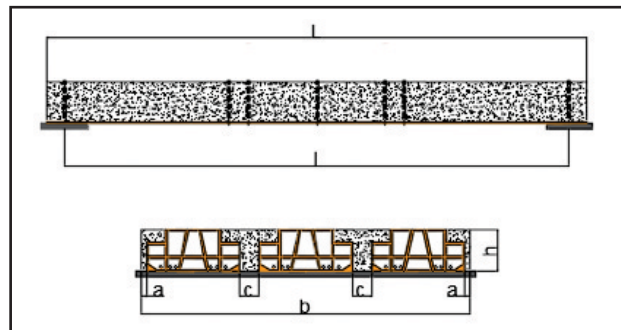
Successivamente, il solaio è stato sottoposto a tre cicli di carico - scarico fino a 20 kN e 25 kN in controllo di spostamento ad una velocità di carico di 0,015 mm/s e una velocità di scarico di 0,03 mm/s. Per i cicli successivi, fino a 30 kN, 35 kN e 40 kN

in controllo di spostamento, le velocità di carico e scarico sono state portate rispettivamente a 0,025 mm/s e 0,05 mm/s. Infine è stato eseguito un percorso di carico monotono fino a rottura.

In questa prova la prima fessura si è manifestata sotto un carico di 35 kN in corrispondenza dei coltelli e la rottura del campione è stata raggiunta a 47 kN, con modalità crisi per flessione nella parte centrale, come da previsione (Figura 28).



Figura 28: Rottura 1° solaio non consolidato $h = 12$ cm.



L = lunghezza del campione provato

l = luce di applicazione del carico

b = larghezza del campione provato

h = altezza della sezione

h' = altezza della soletta collaborante

4.1.2 SAP h 12 non consolidato. Solaio n° 2.

Il secondo solaio presenta le stesse caratteristiche del primo ed è stato provato sperimentalmente seguendo analogo percorso di carico: il campione ha presentato una prima fessura a 30 kN, la fase di snervamento è iniziata a 40 kN e si è giunti a rottura a 46 kN. La prima fessura da flessione si è sviluppata in corrispondenza dei coltelli e anche in questo caso la rottura finale è stata raggiunta per flessione nella parte centrale. Sempre nella parte centrale si è evidenziata una spaccatura del laterizio dopo il raggiungimento dello stato limite ultimo (Figura 29).

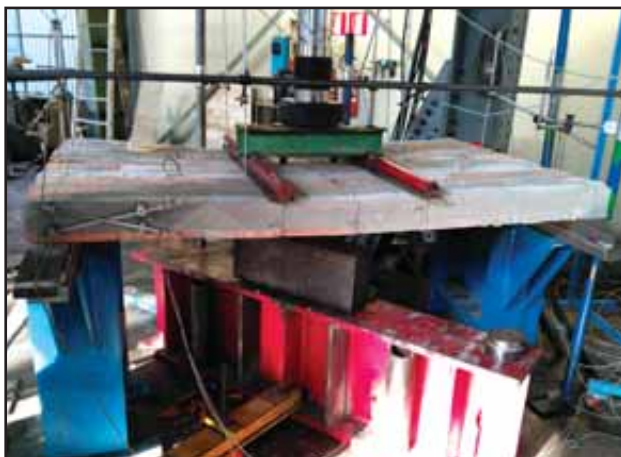


Figura 29: Rottura 2° solaio non consolidato h = 12 cm.

4.1.3 SAP h 16 non consolidato. Solaio n° 1.

Il primo solaio non consolidato di h = 16 cm ha le seguenti dimensioni:

$L = 2 \text{ m}$; $l = 1,85 \text{ m}$; $b = 1,2 \text{ m}$; $h = 16 \text{ cm}$.

La prova effettuata è simile alle due precedenti, con l'aggiunta di tre cicli in controllo di carico nella fase iniziale.

Sul campione si è formata una prima fessura in corrispondenza di un carico di 40 kN, lo snervamento è iniziato a 50 kN e si è giunti a rottura a 73 kN.

La prima fessura si è formata vicino ai coltelli a causa della flessione del campione e, alla fine della prova, si è rilevata la formazione di una fessura vicino al supporto metallico inclinata di 45° , cioè una fessura a taglio. Quest'ultimo comportamento non è stato previsto e molto probabilmente è stato dovuto a difetti di fabbricazione del campione.

Fortunatamente la fessura si è sviluppata sul lato in cui erano stati disposti i flessimetri per il taglio e quindi è stato possibile registrare i relativi valori (Figura 30).

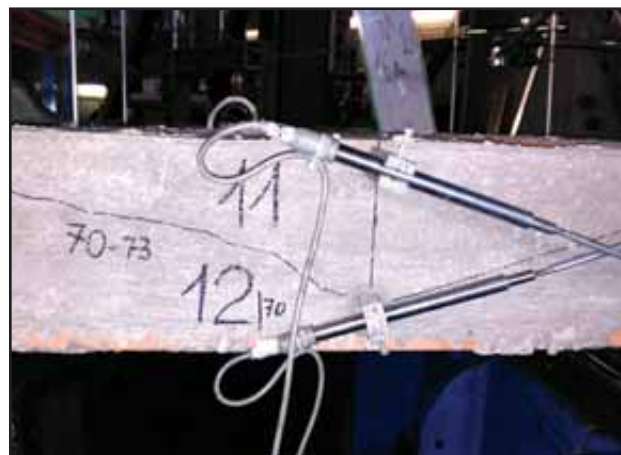


Figura 30: Rottura 1° solaio non consolidato h = 16 cm.

4.1.4 SAP h 16 non consolidato. Solaio n° 2.

Il secondo solaio non consolidato di h = 16 cm presenta le stesse caratteristiche del precedente ed è stato soggetto ad analogo percorso di carico.

Il campione ha presentato la prima fessura a 45 kN, lo snervamento è iniziato a 50 kN e infine la rottura è stata raggiunta a 72 kN.

La prima fessura si è sviluppata per flessione in corrispondenza dei coltelli e lo stato ultimo è stato raggiunto per rottura flessionale nella parte centrale del campione, come per i solai di altezza pari a 12 cm (Figura 31).



Figura 31: Rottura 2° solaio non consolidato h = 16 cm.

4.1.5 SAP h 12 consolidato. Solaio n° 1.

Le dimensioni del solaio sono le seguenti:
 $L = 2$ m; $l = 1,85$ m; $b = 1,2$ m; $h = 12$ cm; $h' = 5$ cm (spessore lastra in calcestruzzo alleggerito).
 Il campione è stato sottoposto a tre cicli di carico - scarico in controllo di carico fino a 10 kN a velocità di carico e scarico di 0,1 kN/s e 0,2 kN/s. Successivamente il campione è stato sottoposto a tre cicli di carico - scarico fino a 25 kN in controllo di spostamento, ad una velocità di carico pari a 0,015 mm/s e di scarico di 0,03 mm/s.
 Per i successivi cicli a 30 kN, 40 kN e 50 kN in controllo di spostamento, le velocità di carico e scarico sono state portate rispettivamente a 0,025 mm/s e 0,05 mm/s. Oltre i 50 kN si è seguito un percorso monotono fino a rottura. Il solaio ha presentato una prima fessura a 40 kN e a 99 kN ha raggiunto la rottura dovuta a sforzi di taglio.

La 1° fessura flessionale si è sviluppata in corrispondenza dei coltelli; alla fine della prova si è evidenziata, vicino ad un appoggio, una fessura inclinata di 45° (per taglio), che ha interessato solo il solaio originario lungo il lato sprovvisto di strumenti di misura.

Si osserva l'aumento della capacità portante dovuto all'intervento di consolidamento, così da far diventare critica la rottura a taglio, meccanismo che verrà approfondito in seguito.

Vicino alla fessura si sono osservate delaminazioni significative tra solaio esistente e soletta collaborante (Figura 32).



Figura 32: Rottura 1° solaio consolidato $h = 12 + 5$ cm.

4.1.6 SAP h 12 consolidato. Solaio n° 2.

Il secondo solaio consolidato di $h = 12 + 5$ cm ha avuto un comportamento simile al primo ed è stato sottoposto allo stesso percorso di carico. La fessurazione è iniziata a 30 kN e altre fessure di ampiezza via via maggiore si sono sviluppate tra i 40 e i 50 kN; infine si è giunti a rottura per taglio sotto un carico di 99 kN.

La prima fessura, dovuta a flessione, si è sviluppata in corrispondenza dei coltelli e, alla fine della prova, si è potuto riscontrare una fessura inclinata di 45° vicino ad un appoggio, dovuta a sforzi di taglio. Questa volta è stato possibile, tramite flessimetri, registrare i valori relativi a quest'ultima. Inoltre si sono sviluppate delaminazioni tra solaio esistente e soletta collaborante, come nel precedente campione (Figura 33).



Figura 33: Rottura 2° solaio consolidato $h = 12 + 5$ cm.

4.1.7 SAP h 16 consolidato. Solaio n° 1.

Il primo solaio consolidato di $h = 16 + 5$ cm ha le seguenti dimensioni:

$L = 2$ m; $l = 1,85$ m; $b = 1,2$ m; $h = 16$ cm; $h' = 5$ cm (lastra in calcestruzzo alleggerito).

Il campione è stato sottoposto a tre cicli di carico - scarico in controllo di carico fino a 15 kN a velocità di carico e scarico rispettivamente di 0,1 kN/s e 0,2 kN/s.

Successivamente, il solaio è stato sottoposto a tre cicli di carico - scarico in controllo di spostamento, con velocità pari a 0,015 mm/s in fase di carico e 0,03 mm/s in fase di scarico.

Infine si è aumentato il carico fino a 40 kN, 50 kN e 75 kN in controllo di spostamento e le velocità di carico e scarico sono state portate rispettivamente a 0,025 mm/s e 0,05 mm/s.

Il campione ha iniziato a fessurarsi sotto un carico di 50 kN e altre fessure si sono sviluppate a 75 kN, mentre si è giunti a rottura a 125 kN per una combinazione di sollecitazioni e taglio e con evidenti delaminazioni fra il solaio originario e la soletta collaborante.

La prima fessura, dovuta alla flessione del campione, si è sviluppata vicino ai coltelli, successivamente un'altra, inclinata di 45° e dovuta di sforzi di taglio, si è instaurata in corrispondenza di un appoggio. Inoltre, a partire da 75 kN, è stato possibile osservare e registrare importanti delaminazioni (Figura 34).



Figura 34: Rottura 1° solaio consolidato $h = 12 + 5$ cm.

4.1.8 SAP h 16 consolidato. Solaio n° 2.

Il secondo solaio consolidato di $h = 16 + 5$ cm ha le stesse dimensioni del precedente ed è stato sottoposto allo stesso percorso di carico.

Il campione ha presentato una prima fessura a 75 kN e ha raggiunto rottura per sforzi di taglio a 116 kN.

La prima fessura, dovuta a flessione, si è sviluppata in corrispondenza dei coltelli e alla fine della prova si è formata una fessura inclinata di 45° che si è propagata all'interno del solaio esistente senza interessare la soletta, dovuta a sforzi di taglio e che ha causato la totale rottura del campione.

Per quanto riguarda i fenomeni di delaminazione, il comportamento è stato lo stesso riscontrato nel precedente solaio (Figura 35).



Figura 35: Rottura 2° solaio consolidato $h=16 + 5$ cm.

4.2 COMPORTAMENTO FLESSIONALE: DIAGRAMMI CARICO-SPOSTAMENTO

I risultati della sperimentazione sinteticamente "narrati" in precedenza vengono di seguito descritti mediante i grafici carico-freccia misurati nel corso di ciascuna prova.

4.2.1 Solai non consolidati: risultati.

In Figura 36 si può osservare la relazione esistente tra il carico applicato dall'attuatore e lo spostamento verticale, che è stato calcolato come media dei valori misurati dai quattro flessimetri disposti sulla parte centrale del campione. Nel grafico sono riportate quattro curve differenti che corrispondono ai solai non consolidati.

Le curve relative a ciascun campione ha un andamento pressoché lineare fino alla tensione di snervamento, pari approssimativamente a 40 kN per i due solai di $h = 12$ cm e 70 kN per i due di $h = 16$ cm. In tutte e quattro le prove si sono sviluppate fessure verticali nella parte centrale dei solai, dovute alla flessione degli stessi; inoltre il solaio SAP16_1 ha presentato anche una fessura a taglio, probabilmente dovuta a dispersione statistica delle proprietà dei materiali e ad errori accidentali nella produzione del campione.

La rottura dei solai è avvenuta per raggiungimento della capacità resistente a flessione nella parte centrale, sotto un carico di circa 46-47 kN per i due solai di $h = 12$ cm e 73-75 kN per i due di $h = 16$ cm.

Come si può osservare dalla Figura 36, i primi due campioni hanno avuto una duttilità maggiore degli altri due, che si sono rotti subito dopo aver raggiunto la tensione di snervamento.

Ciò è dovuto verosimilmente al rapporto geometrico di armature $\rho_s = A_s / (b \cdot d)$, maggiore per i due provini di $h = 12$ cm.

Si evidenzia altresì una ottima ripetibilità del comportamento fra campioni nominalmente identici.

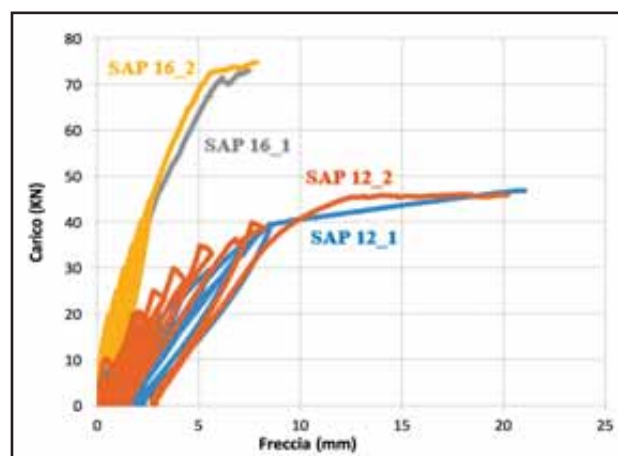


Figura 36: Diagramma carico – freccia dei valori medi di ciascun solaio non consolidato.

4.2.2 Solai consolidati: risultati.

La Figura 37 mostra le quattro curve per ciascun solaio consolidato, elaborate come nel caso precedente per quelli non consolidati.

Come per i precedenti solai, quelli consolidati presentano un comportamento lineare fino al carico di snervamento, raggiunto approssimativamente a 90 kN per i primi due e 110 kN per gli altri. In questo caso il comportamento è stato simile per ciascuna coppia di solai: i primi due di $h = 12 + 5$ cm sono giunti a rottura a 100 kN, mentre gli altri due di $h = 16 + 5$ cm hanno ceduto a 116-125 kN.

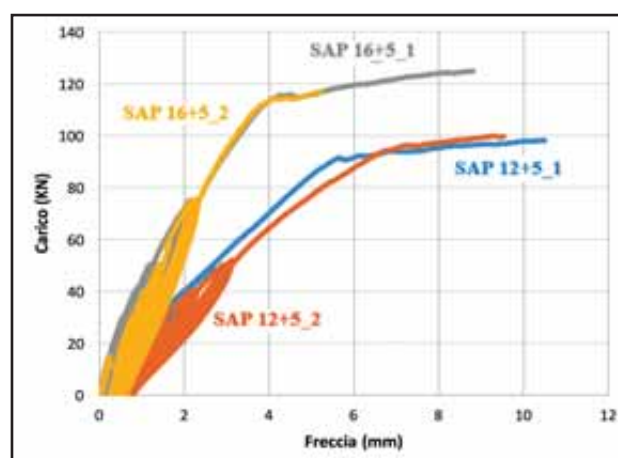


Figura 37: Diagramma carico – freccia dei valori medi di ciascun solaio consolidato.

4.2.3 Confronto solai non consolidati - consolidati.

Lo scopo dei seguenti grafici è quello di confrontare i solai SAP12 con quelli SAP12+5 e i solai SAP16 con quelli SAP16+5 in modo da evidenziare il differente comportamento meccanico dello stesso campione, prima e dopo l'intervento di consolidamento. Come è possibile osservare dalla Figura 38, la tecnica della soletta mista collaborante ha fornito buoni risultati, aumentando nel caso di solai di altezza 12 cm da circa 50 kN a 100 kN la propria capacità portante.

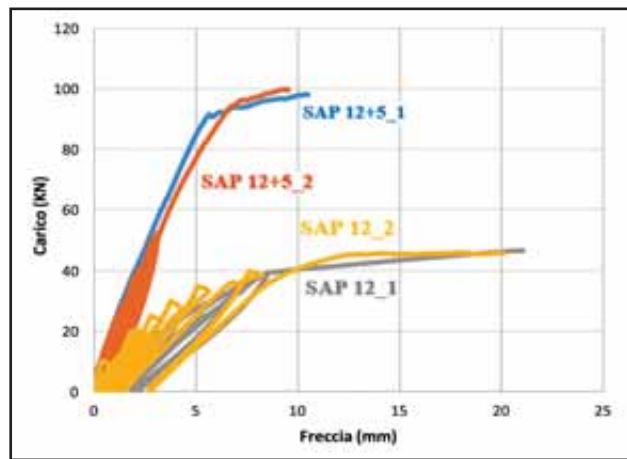


Figura 38: Confronto delle curve riferite ai valori medi dei solai consolidati e non consolidati di h = 12 cm e h = 12+5 cm.

Per i solai di altezza 16 cm (Figura 39) si può osservare come la tecnica di consolidamento mediante soletta mista collaborante abbia aumentato la capacità portante da circa 72 kN a 120 kN, con un incremento di circa il 70%.

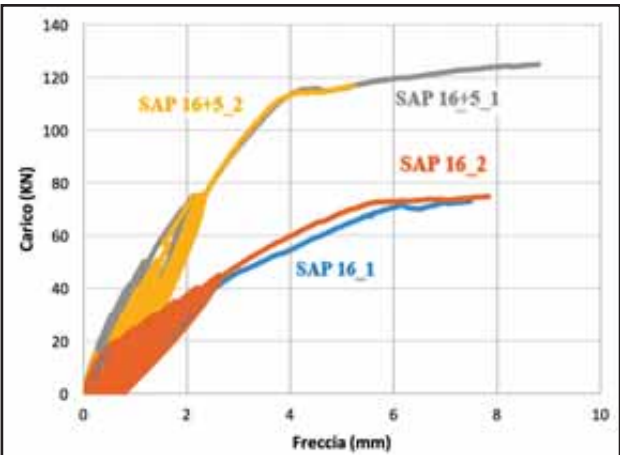


Figura 39: Confronto delle curve riferite ai valori medi dei solai consolidati e non consolidati di h = 16 cm e h = 16+5 cm.

	SAP12	SAP16	SAP12+5	SAP16+5
snervamento	40	70	90	110
rottura	46 / 47	73 / 75	100	116 / 125

La duttilità nel caso dei solai di altezza 12 + 5 cm è stata inferiore rispetto agli omologhi di altezza 12 cm mentre per i solai di altezza 16 + 5 cm non si sono riscontrate significative differenze di duttilità rispetto a quelli di altezza 16 cm.

Le ragioni di questo differente comportamento sono chiaramente dovute alla presenza, più o meno prevalente, di una modalità di rottura per taglio; completamente assente nei solai non consolidati di altezza 12 cm infine, in entrambi i casi è evidente un significativo incremento di rigidezza elastica.

4.3 COMPORTAMENTO A TAGLIO: DIAGRAMMI SFORZI DI TAGLIO/ANDAMENTI ANGOLARI

In questa seconda parte saranno esposti i risultati relativi al comportamento a taglio, che in alcuni casi, specie con riferimento ai campioni di solaio consolidati, si è evidenziata come modalità di rottura del campione.

Al fine di mostrare dei risultati corretti, come è stato spiegato in precedenza, i flessimetri che misurano le deformazioni a taglio sono stati disposti a "X" sulla superficie laterale del solaio, in prossimità dei supporti. Questi strumenti sono stati posizionati con un'inclinazione di 1:2 e la deformazione complessiva è stata calcolata come il rapporto tra il valore assoluto dell'allungamento dei due flessimetri che formano la "X" (δ_1 e δ_2) diviso la lunghezza "L" della diagonale, come mostrato in Figura 40.

$$\delta_{TOT} = \frac{\delta_1 + \delta_2}{L}$$

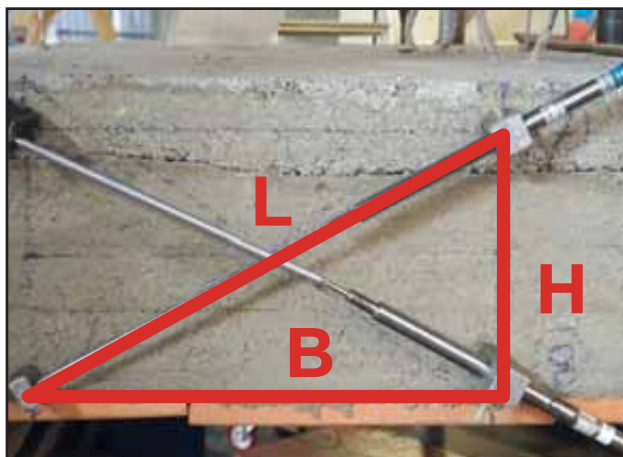


Figura 40: Disposizione degli strumenti che misurano l'allungamento dovuto a taglio.

Di seguito è mostrato un esempio dei risultati della deformazione per sforzi di taglio relativi alla seconda prova: "Taglio 9" e "Taglio 10" sono i due strumenti che formano la "X", di cui viene misurata la diagonale "L" e di conseguenza calcolato l'allungamento totale " δ_{TOT} ".

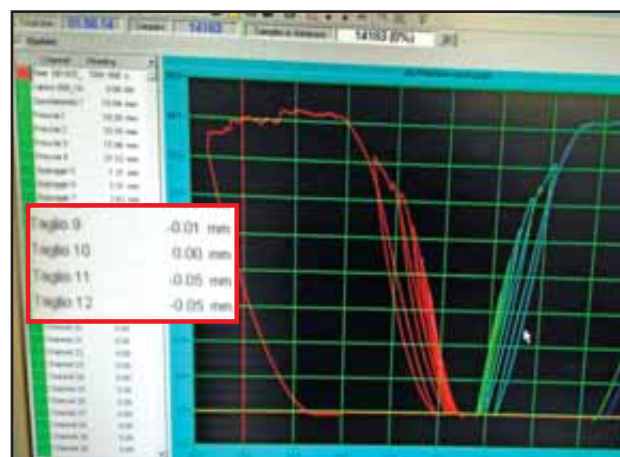


Figura 41: Risultati dell'elongazione per sforzi di taglio ottenuti dai computer di laboratorio nel secondo test.

4.3.1 Solai non consolidati: risultati.

SAP H 12 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

La Figura 42 mostra la relazione esistente tra la sollecitazione di taglio e la deformazione angolare misurata, come descritto precedentemente.

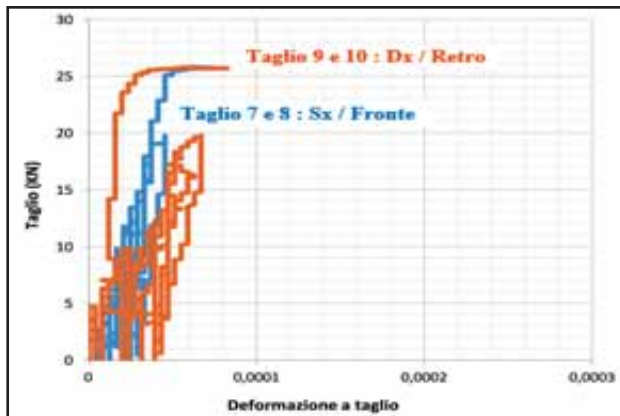


Figura 42: Diagramma taglio – deformazione per il primo solaio di $h = 12$ cm.

SAP H 12 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

Si può osservare dal grafico che i valori registrati dai flessimetri mostrano un contributo degli sforzi di taglio per la rottura del solaio quasi trascurabile, poiché un gran numero di punti sono stati registrati solo nella parte iniziale (spostamento vicino allo zero) e si fermano prima della rottura del campione. In Figura 43 si può osservare come, anche in questo caso, lo spostamento dovuto a sforzi di taglio registrato dagli strumenti sia trascurabile.

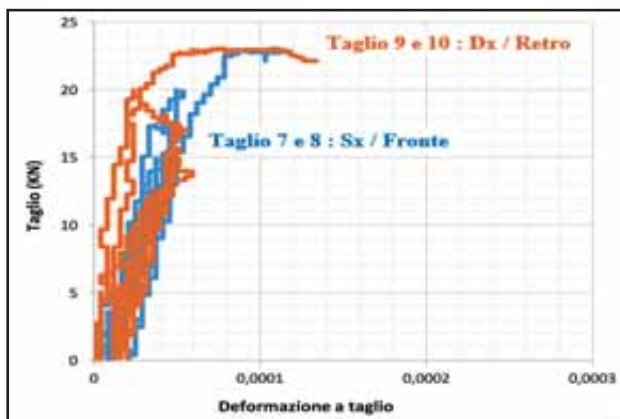


Figura 43: Diagramma taglio – deformazione per il secondo solaio di $h = 12$ cm.

Per entrambi i solai non consolidati di altezza 12 cm, le curve in Fig. 42 e 43 mostrano come le deformazioni tangenziali misurate lungo tutto il corso delle prove sono state assai trascurabili ($< 10^{-4}$).

SAP H 16 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

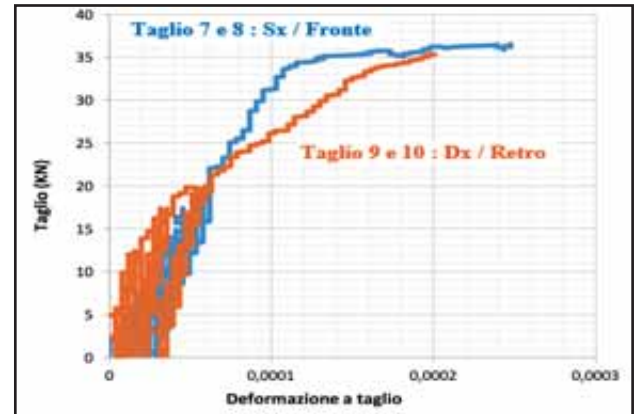


Figura 44: Diagramma taglio - deformazione per il primo solaio di $h = 16$ cm.

Dal grafico si nota che questo campione è giunto a rottura anche per un contributo degli sforzi di taglio: i valori ottenuti sono più alti ed è più chiara la distinzione tra una fase iniziale elastica lineare, con deformazioni modeste, ed una seconda fase non lineare con accumulo più marcato delle deformazioni corrispondente al fessurarsi e successivo aprirsi della fessura diagonale.

SAP H 16 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

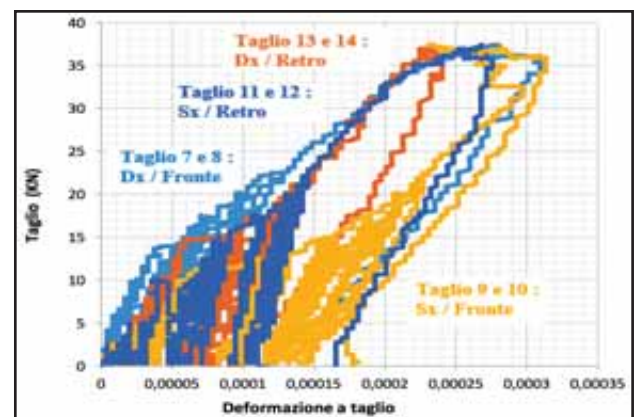


Figura 45: Diagramma taglio - deformazione per il secondo solaio di $h = 16$ cm.

Poiché il precedente campione di $h = 16$ cm è giunto a rottura per sforzi di taglio, sono stati aggiunti altri due flessimetri per ricevere informazioni da tutti e quattro gli angoli del solaio. In questo caso il solaio ha ceduto per flessione.

Pertanto nel caso dei solai di altezza 16 cm, in entrambi i casi, le deformazioni per taglio, pur maggiori rispetto ai solai di altezza 12 cm, sono rimaste comunque modeste ($< 2 \div 3 \times 10^{-4}$).

4.3.2 Solai consolidati: risultati.

SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

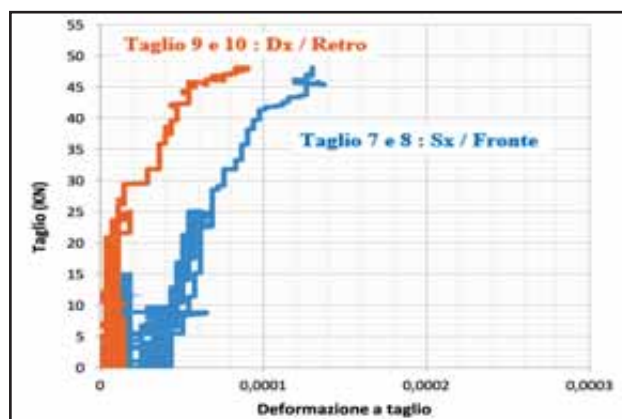


Figura 46: . Diagramma taglio - deformazione per il primo solaio di $h = 12 + 5$ cm.

Questo primo solaio di $h = 12 + 5$ cm è giunto a rottura sotto sforzi di taglio, come si può chiaramente vedere dalla Figura 32, paragrafo 4.1.5. Tuttavia i flessimetri sono stati posizionati su un altro angolo del solaio e quindi il grafico taglio-deformazione per taglio di Figura 46 non mostra risultati significativi in tal senso.

SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

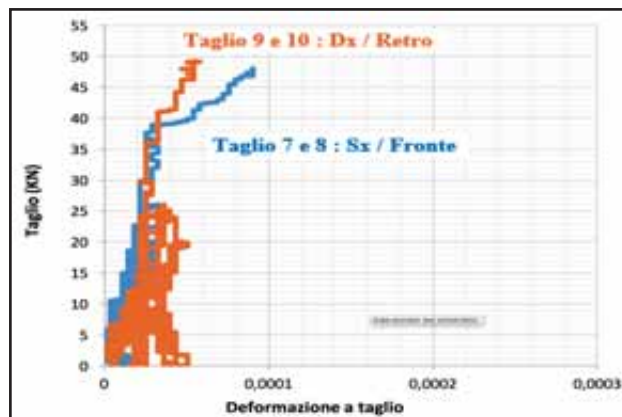


Figura 47: Diagramma taglio - deformazione per il secondo solaio di $h = 12 + 5$ cm.

Anche in questo caso la rottura è stata causata da sforzi di taglio ed è stato possibile, al contrario del solaio precedente, registrare i relativi valori come mostrato in Figura 33, paragrafo 4.1.6. Si osserva infatti un inizio di propagazione instabile della fessura a pettine con valori di taglio di circa 40 kN. Tuttavia, nel prosieguo della prova, la propagazione di tale fessura si è arrestata (grafico in Figura 47), e la rottura è avvenuta in prevalente modalità flessionale.

SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

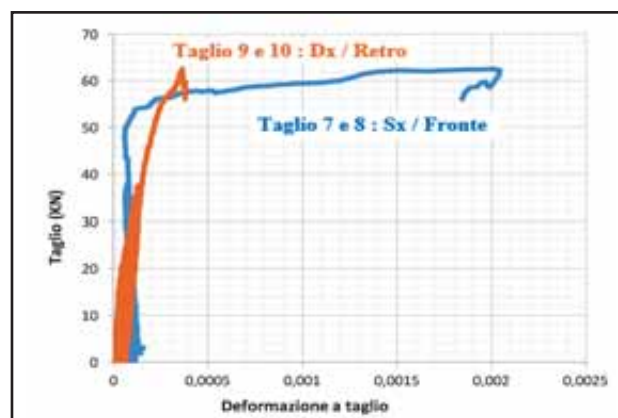


Figura 48: Diagramma taglio - deformazione per il primo solaio di $h = 16 + 5$ cm.

La rottura di questo primo campione di $h = 16 + 5$ cm è stata causata da meccanismi di flessione, taglio e scorrimento. In Figura 48 si può chiaramente osservare l'aumento delle deformazioni a taglio nell'ultima parte della prova, che corrisponde ad una progressiva apertura delle fessure diagonal.

SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

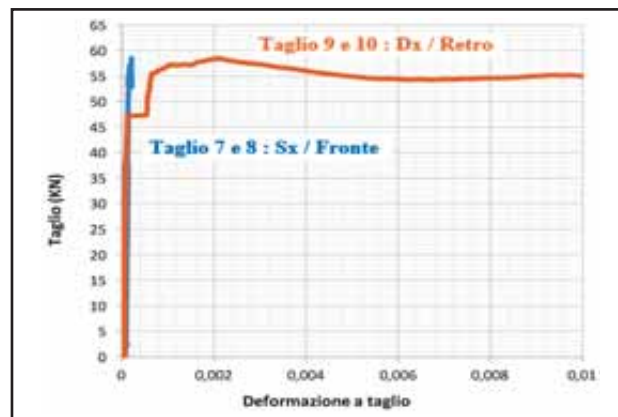


Figura 49: Diagramma taglio - deformazione per il secondo solaio di $h = 16 + 5$ cm.

Quest'ultimo solaio consolidato, come il precedente, è giunto a rottura per flessione, taglio e scorrimento e le fessure si sono sviluppate nel lato in cui sono stati posizionati i flessimetri. Appare comunque, come prevedibile a causa della mancanza di staffe, che le fessure inclinate si iniziano a formare in corrispondenza del carico massimo e si propagano rapidamente, senza alcuna risorsa post fessurativa (Figura 49).

4.4 DIAGRAMMA CARICO - DELAMINAZIONE

Di seguito si descrive il comportamento dei solai per quanto riguarda lo scorrimento delle due parti, il campione esistente in laterocemento e la nuova soletta in calcestruzzo leggero. L'effetto di scorrimento dipende dalla qualità del collegamento tramite interconnessione chimica, già trattata nel cap. 3.

SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

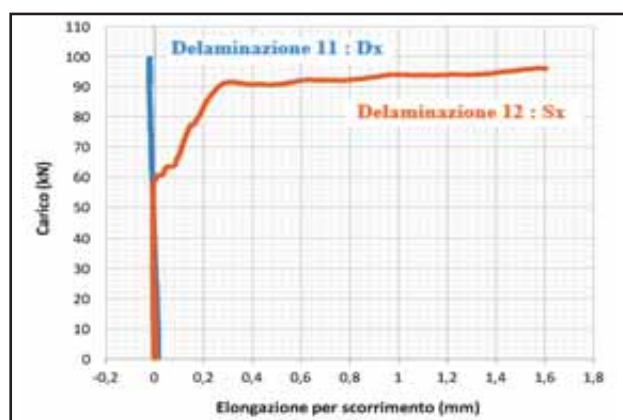


Figura 50: Diagramma carico – elongazione per scorrimento per il primo solaio di $h = 12 + 5$ cm.

Nel primo solaio di $h = 12 + 5$ cm la fessura si è sviluppata lungo il lato su cui erano stati posizionati gli strumenti di misura, quindi è stato possibile registrare un alto valore di scorrimento con un massimo di 1,6 mm, sebbene il cedimento sia stato dovuto soprattutto a sforzi di taglio. La delaminazione è iniziata a 60 kN (Taglio $V = 30$ kN) e poi, a carico massimo, si è registrata una propagazione instabile (Figura 50).

SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

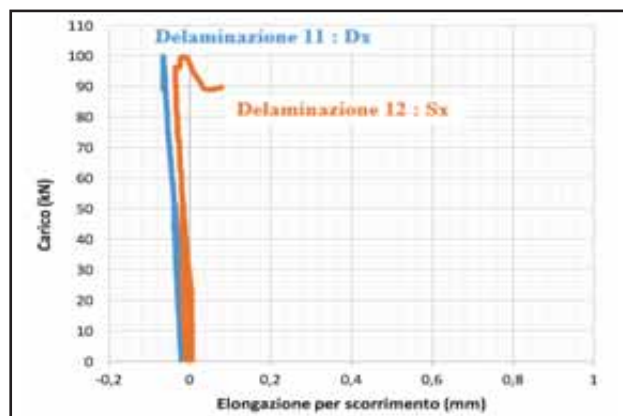


Figura 51: Diagramma carico – elongazione per scorrimento per il secondo solaio di $h = 12 + 5$ cm.

Nel secondo solaio di $h = 12 + 5$ cm i valori misurati di delaminazione sono stati decisamente inferiori probabilmente a causa di una migliore efficacia del connettore (Figura 51).

SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

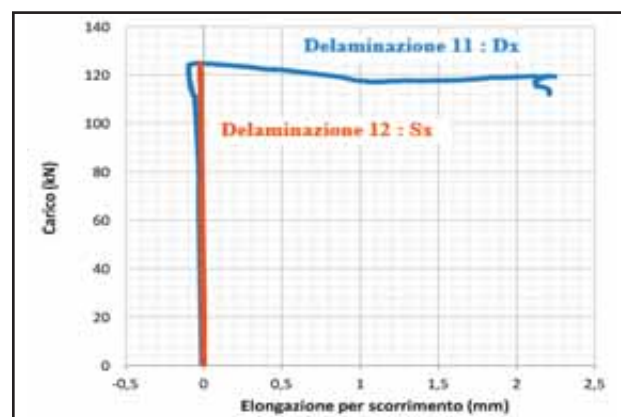


Figura 52: Diagramma carico – elongazione per scorrimento per il primo solaio di $h = 16 + 5$ cm.

Come nel caso precedente, la delaminazione è iniziata in corrispondenza del carico massimo ed è stata registrata subito una propagazione instabile (Figura 52).

SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

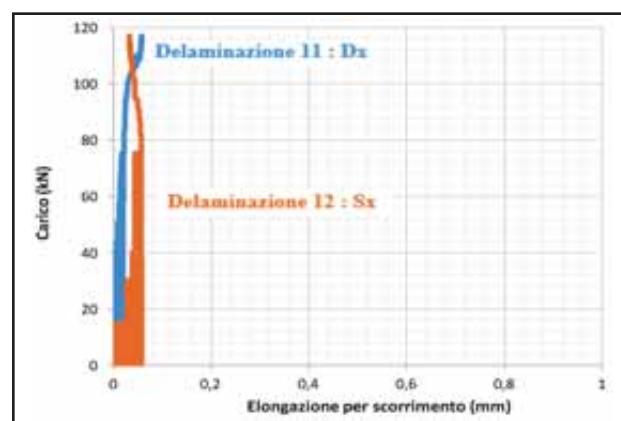


Figura 53: Diagramma carico – elongazione per scorrimento per il secondo solaio di $h = 16 + 5$ cm.

Quest'ultimo solaio è giunto a rottura per taglio e quindi è stato registrato un basso valore della delaminazione, come è possibile osservare dalla Figura 53, trascurabile rispetto agli altri.

4.5 DIAGRAMMA MOMENTO - CURVATURA

Al fine di procedere ad una interpretazione ingegneristica delle prove sperimentali, viene costruito nel seguente paragrafo il diagramma momento – curvatura della sezione caratteristica per ciascun solaio, prendendo in considerazione solo alcuni punti significativi.

4.5.1 Fase 1a. Comportamento elastico lineare a trazione e compressione fino alla rottura del calcestruzzo per sforzi di trazione. Contributo elastico lineare dell'armatura.

Se analizziamo la sezione trasversale in mezzera nella quale viene applicato un momento esterno, questa si deforma seguendo le ipotesi di Bernoulli secondo un diagramma lineare delle deformazioni.

In questo caso, poiché il valore del momento flettente è basso, dobbiamo tenere in considerazione il piccolo contributo del calcestruzzo in trazione e quindi le tensioni applicate in questa zona.

Da normativa, questo contributo ha un valore massimo di:

$$f_{(ctm,fl)} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h \text{ (mm)}}{1000} \right) \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}; 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \right\}$$

Dunque finché non ci sarà all'intradosso della sezione uno sforzo di trazione superiore a questo valore, non si giungerà a fessurazione. Per questa fase possiamo sfruttare i dettagli relativi all'intera sezione del calcestruzzo e il contributo dell'armatura.

Innanzitutto si calcola la distanza x_1 della fibra più compressa dall'asse neutro N.A.1:

$$x_1 = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \alpha_E \cdot A_S \cdot d + \alpha_E \cdot A_{S'} \cdot d'}{b \cdot h + \alpha_E \cdot A_S + \alpha_E \cdot A_{S'}}$$

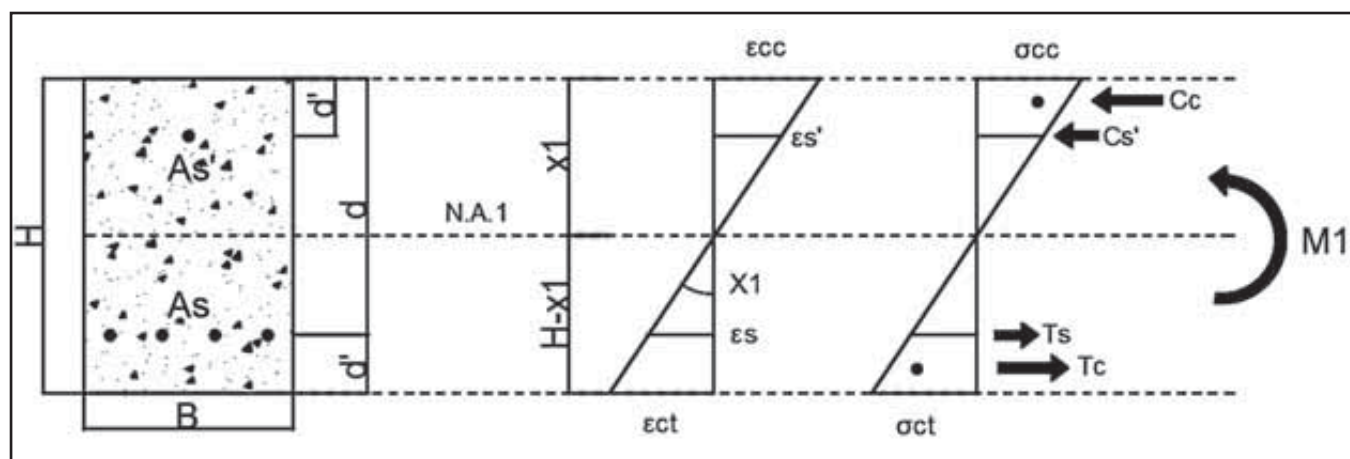


Figura 54: Rappresentazione della prima fase sforzi - deformazioni.

Essendo α_E il rapporto tra il modulo di Young dell'acciaio e il modulo di Young del calcestruzzo. A questo punto, utilizzando ϵ_{ct} calcolato con la legge elastica lineare, è possibile determinare gli altri sforzi e le loro risultanti dalle relazioni dei triangoli di similitudine fra i triangoli, impostate sul diagramma delle deformazioni:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm,fl} \quad \epsilon_{ct} = \frac{f_{ctm,fl}}{E_c}$$

$$\sigma_{cc} = E_c \cdot \epsilon_{cc} \quad \epsilon_{cc} = \frac{\epsilon_{ct}}{(h - x_1)} \cdot (x_1)$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad \epsilon_s = \frac{\epsilon_{ct}}{(h - x_1)} \cdot (d - x_1)$$

$$\sigma_s' = E_c \cdot \epsilon_s' \quad \epsilon_s' = \frac{\epsilon_{ct}}{(h - x_1)} \cdot (x_1 - d')$$

$$\text{Quindi: } C_{cc} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{cc} \cdot x_1 \cdot b$$

$$T_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ct} \cdot (h - x_1) \cdot b$$

$$E: \quad C_s' = A_s' \cdot \sigma_s' \quad T_s = A_s \cdot \sigma_s$$

Al fine di applicare il teorema di Mohr, bisogna calcolare il momento d'inerzia e il momento flettente:

$$I_1 \text{ (m}^4\text{)} = \frac{(b \cdot x_1^3)}{3} + \frac{(b \cdot (h-x_1)^3)}{3} + \alpha_E \cdot A_s \cdot (d-x_1)^2 + \alpha_E \cdot A_s' \cdot (x_1 - d')^2$$

$$M_1(\text{kN m}) = M_{cr} = T_c \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (h - x_1) \right) + T_s \cdot (d - x_1) + C_{cc} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot x_1 \right) + C_s' \cdot (x_1 - d')$$

La curvatura della sezione non fessurata può essere scritta come:

$$\chi_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_1} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Dal diagramma delle deformazioni si può osservare anche che la curvatura può essere calcolata come il rapporto tra la deformazione massima e la distanza tra questo valore e l'asse neutro:

$$\chi_1 = \frac{\epsilon_1}{x_1} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Questo punto rappresenta il limite del primo ramo elastico lineare del diagramma momento curvatura. Il corrispondente carico di prima fessurazione può essere calcolato come:

$$P_1(\text{kN}) = P_{cr} = \frac{2 \cdot M_1 \text{ (kNm)}}{0,675 \text{ (m)}}$$

4.5.2 Fase 1b. Comportamento elastico lineare in compressione subito dopo la rottura del calcestruzzo in trazione. Contributo elastico lineare dell'armatura.

Dopo la prima fase ne segue una seconda in cui, per lo stesso valore del momento flettente, viene considerata la sezione fessurata. Questa ipotesi tiene conto delle stesse caratteristiche geometriche precedentemente evidenziate, rompendosi il calcestruzzo in trazione, deve essere considerata una variazione dell'altezza della sezione, con conseguente riduzione del momento d'inerzia e aumento della curvatura.

Dalla Fase II, la distanza x_2 dell'asse neutro N.A.2 dalla fibra più compressa può essere calcolata come soluzione dell'equazione:

$$A_s \cdot \alpha_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{b \cdot x_2^2}{d - x_2} + A_s' \cdot \alpha_E \cdot \frac{x_2 \cdot d'}{d - x_2}$$

$$A_s \cdot \alpha_E (d - x_2) = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_2^2 + \alpha_E A_s' \cdot (x_2 \cdot d')$$

I nuovi valori del momento d'inerzia e della curvatura sono:

$$I_{1a} \text{ (m}^4\text{)} = \frac{b \cdot x_2^3}{3} + \alpha_E \cdot A_s \cdot (d-x_2)^2 + \alpha_E \cdot A_s' \cdot (x_2 - d')^2$$

$$\chi_{1a} = \frac{M_1}{E_c \cdot I_{1a}} \left[\frac{1}{m} \right]$$

4.5.3 Fase 2. Sezione fessurata.

Comportamento elastico lineare in compressione. Contributo elastico lineare dell'armatura.

Dopo che sono stati raggiunti gli sforzi di trazione e le resistenze limite, la parte fessurata e la porzione di sezione sotto l'asse neutro non contribuiscono più alla resistenza totale della sezione trasversale.

Segue una seconda fase del diagramma momento – curvatura, che si concluderà con lo snervamento dell'acciaio $\sigma_s = f_y$. Lungo questo ramo, il calcestruzzo compresso può mostrare un comportamento elastico lineare o entrare nella fase di non linearità.

Dalla Figura 55 si può osservare che le aree di sforzi di trazione e compressione sono differenti ma si deve ancora avere la certezza che l'equilibrio orizzontale delle forze risultanti sia soddisfatto.

Per quanto riguarda le sollecitazioni, ora si ha per la parte in trazione la risultante $T_s = f_y \cdot A_s$ applicata ad una distanza d dall'alto, e per la parte in compressione, è ipotizzata innanzitutto una distribuzione lineare degli sforzi nel calcestruzzo.

In questa fase si possono definire due limiti, uno per l'acciaio e uno per il calcestruzzo:

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \varepsilon_{cc} \leq \frac{0,45 \cdot f_c}{E_c}$$

- Per il calcestruzzo, f_c può essere pari a:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}, f_{ck} \quad \text{oppure} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8, \\ \text{a seconda dell'utilizzo.}$$

- Per l'acciaio, f_y può essere pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}, f_{yk} \quad \text{oppure} \quad f_{ym} = 1,35 \cdot f_{yk}, \\ \text{a seconda dell'utilizzo.}$$

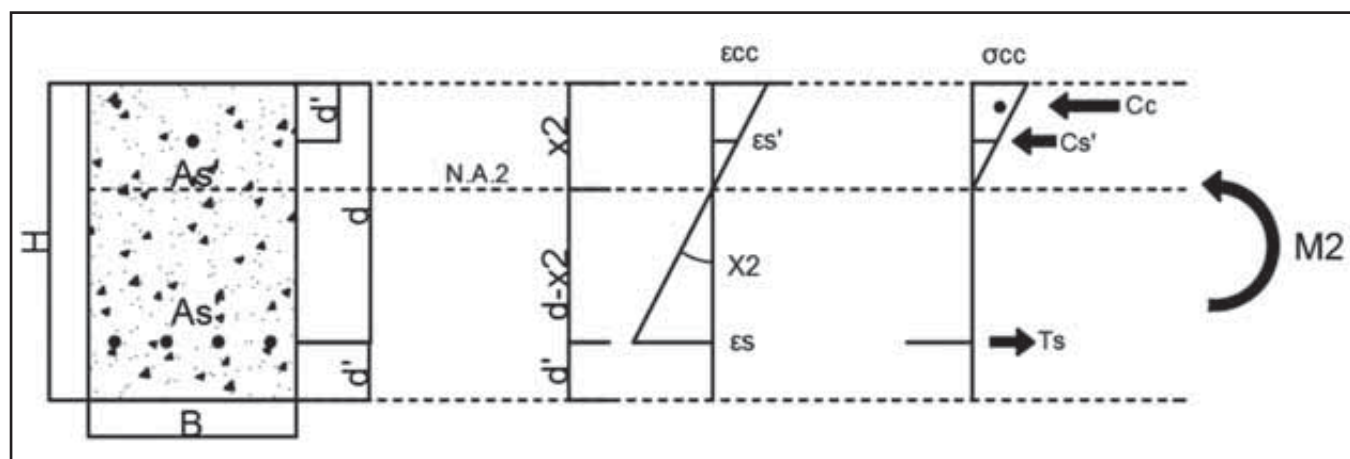


Figura 55: Rappresentazione della seconda fase sforzi - deformazioni.

Sotto l'ipotesi di un comportamento elastico lineare del calcestruzzo compresso, l'equazione dell'equilibrio sarà:

$$A_s \cdot (E_s \cdot \varepsilon_s) = \frac{1}{2} \cdot (E_c \cdot \varepsilon_{cc}) \cdot b \cdot x_2 + A_s' \cdot (E_s \cdot \varepsilon_s')$$

$$A_s \cdot (E_s \cdot \varepsilon_s) = \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \left(\frac{\varepsilon_s}{d - x_2} \cdot x_2 \right) \cdot b \cdot x_2 + A_s' \cdot E_s \cdot \left(\frac{\varepsilon_s}{d - x_2} \cdot (x_2 - d') \right)$$

$$A_s \cdot \alpha_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{b \cdot x_2^2}{d - x_2} + A_s' \cdot \alpha_E \cdot \frac{x_2 \cdot d'}{d - x_2}$$

Al limite dello snervamento dell'armatura le risultanti degli sforzi possono essere calcolate come sulla base delle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = f_y \quad \varepsilon_s = \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\sigma_{cc} = E_c \cdot \varepsilon_{cc} \quad \varepsilon_{cc} = \frac{\varepsilon_s}{(d - x_2)} \cdot (x_2)$$

$$\sigma_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' \quad \varepsilon_s' = \frac{\varepsilon_s}{(d - x_2)} \cdot (x_2 - d')$$

$$\text{Quindi: } C_c = \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \varepsilon_{cc} \cdot x_2 \cdot b$$

$$E: \quad C_s' = A_s' \cdot \varepsilon_s' \cdot E_s \quad T_s = A_s \cdot f_y$$

Per applicare il teorema di Mohr è necessario calcolare i nuovi valori del momento d'inerzia e del momento flettente:

$$I_2 (m^4) = \frac{b \cdot x_2^3}{3} + \alpha_E \cdot A_s \cdot (d - x_2)^2 + \alpha_E \cdot A_s' \cdot (x_2 - d')^2$$

$$M_2 (kNm) = M_y = T_s \cdot \left(d - \frac{x_2}{3} \right) - C_s' \cdot \left(d' - \frac{x_2}{3} \right)$$

Come per la prima fase si può calcolare la curvatura utilizzando l'analogia di Mohr, ma ora con un momento d'inerzia ridotto I_2 e con un valore elevato del momento applicato pari al momento di snervamento precedentemente calcolato:

$$\chi^2 = \frac{M_2}{E_c \cdot I_2} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Dal diagramma delle deformazioni possiamo osservare anche che la curvatura può essere calcolata come il rapporto tra la massima deformazione delle armature a trazione e la distanza tra questo valore e l'asse neutro:

$$\chi^2 = \frac{\varepsilon_s}{(d - x_2)} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Il carico di snervamento può essere calcolato come:

$$P_2 (kN) = P_y = \frac{2 \cdot M_2 (kNm)}{0,675 (m)}$$

4.5.4 Fase 3. Raggiungimento del limite deformativo per compressione del calcestruzzo.

L'ultima fase corrisponde allo stato limite ultimo in cui il calcestruzzo raggiunge la deformazione limite per compressione. Questo limite corrisponde ad un valore della deformazione del calcestruzzo in compressione per pura flessione di: $\epsilon_{cc} = \epsilon_{cu} = 3,5\%$.

I valori delle deformazioni possono essere calcolati dai rapporti triangolari ma si ha una diversa distribuzione del diagramma di compressione del calcestruzzo, assunta uniforme su una altezza pari a $0,8 \cdot x_3$.

- Per il calcestruzzo, f_c può essere pari a:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}, f_{ck} \quad \text{oppure} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8,$$

a seconda dell'utilizzo.

- Per l'acciaio, f_y può essere pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}, f_{yk} \quad \text{oppure} \quad f_{ym} = 1,35 \cdot f_{yk},$$

a seconda dell'utilizzo.

Il valore della risultante degli sforzi di compressione del calcestruzzo è:

$$\sigma_{cc} = f_c \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{cu}$$

$$\text{Quindi: } C_c = 0,8 \cdot x_3 \cdot f_c \cdot b$$

I valori delle risultanti degli sforzi dell'armatura sono calcolabili a partire dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = f_y \quad \epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu}}{x_3} \cdot (d - x_3)$$

$$\sigma_c' = E_c \cdot \epsilon_s' \leq f_y \quad \epsilon_s' = \frac{\epsilon_{cu}}{(x_3)} \cdot (x_3 - d')$$

$$\text{Quindi: } C_s' = A_s' \cdot \epsilon_s' \cdot E_s \quad T_s = A_s \cdot f_y$$

Con questi valori è possibile calcolare la distanza dell'asse neutro dalla fibra più compressa x_3 :

$$x_3 \cdot 0,8 \cdot f_c \cdot b = A_s \cdot f_y + A_s' \cdot \epsilon_s'(x_3) \cdot E_s$$

Poiché non si ha un comportamento elastico lineare, non si può usare l'analogia di Mohr per calcolare la curvatura quindi bisogna utilizzare il diagramma delle deformazioni:

$$\chi_3 = \frac{\epsilon_{cu}}{x_3} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Infine si calcolano i valori del momento flettente come prima, utilizzando i valori di x_3 e delle nuove risultanti degli sforzi:

$$M_3 (\text{kNm}) = M_{ult} = T_s \cdot (d - 0,4 \cdot x_3) - C_s' \cdot (d' - 0,4 \cdot x_3)$$

Il carico ultimo corrispondente può essere calcolato come:

$$P_3 (\text{kN}) = P_{ult} = \frac{2 \cdot M_3 (\text{kNm})}{0,675 (\text{m})}$$

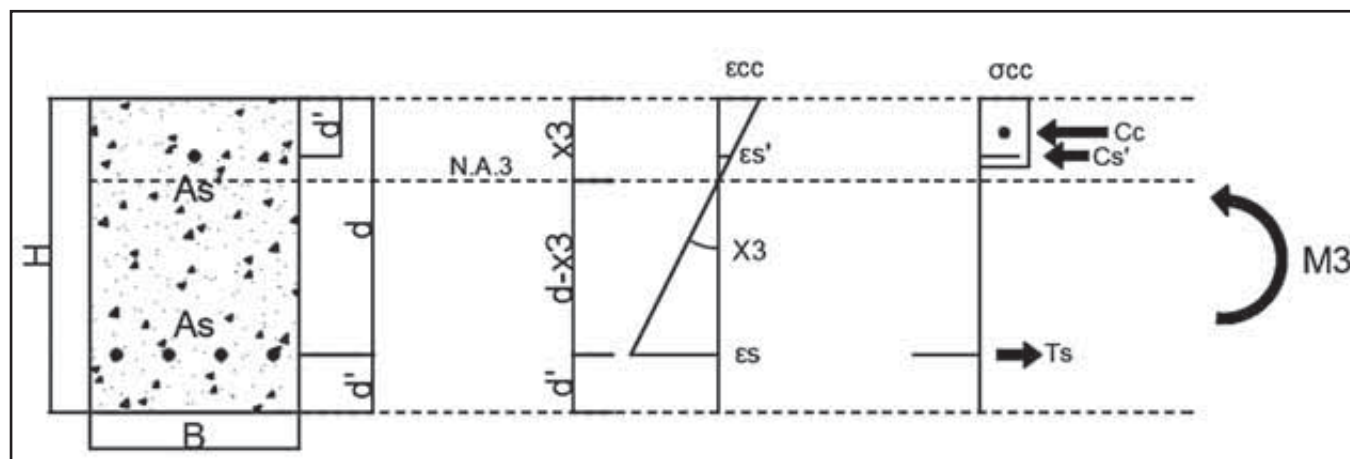


Figura 56: Rappresentazione della terza fase sforzi - deformazioni.

4.5.5 Effetto del consolidamento dei solai nei calcoli.

Per introdurre l'effetto del consolidamento nei calcoli del diagramma momento - curvatura devono essere seguiti gli stessi passaggi effettuati per i diagrammi sforzi - deformazioni, ma con una nuova parte sulla zona compressa che corrisponde alla soletta in calcestruzzo alleggerito che consente il consolidamento della struttura.

Per la soletta in calcestruzzo alleggerito viene considerato il seguente modulo elastico:

$$E' = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}'}{10}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2, \text{ essendo } \rho = 1400$$

E la deformazione limite allo stato ultimo deve essere moltiplicata per un fattore di riduzione:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035 \cdot \left(\frac{\rho}{2200}\right), \text{ essendo } \rho = 1400$$

Vengono di seguito descritte le varie fasi con le modifiche apportate ai diagrammi, tenendo conto dei nuovi contributi della soletta.

Fase 1a. Comportamento elastico lineare a trazione e compressione fino alla rottura del calcestruzzo per sforzi di trazione. Contributo elastico lineare dell'armatura.

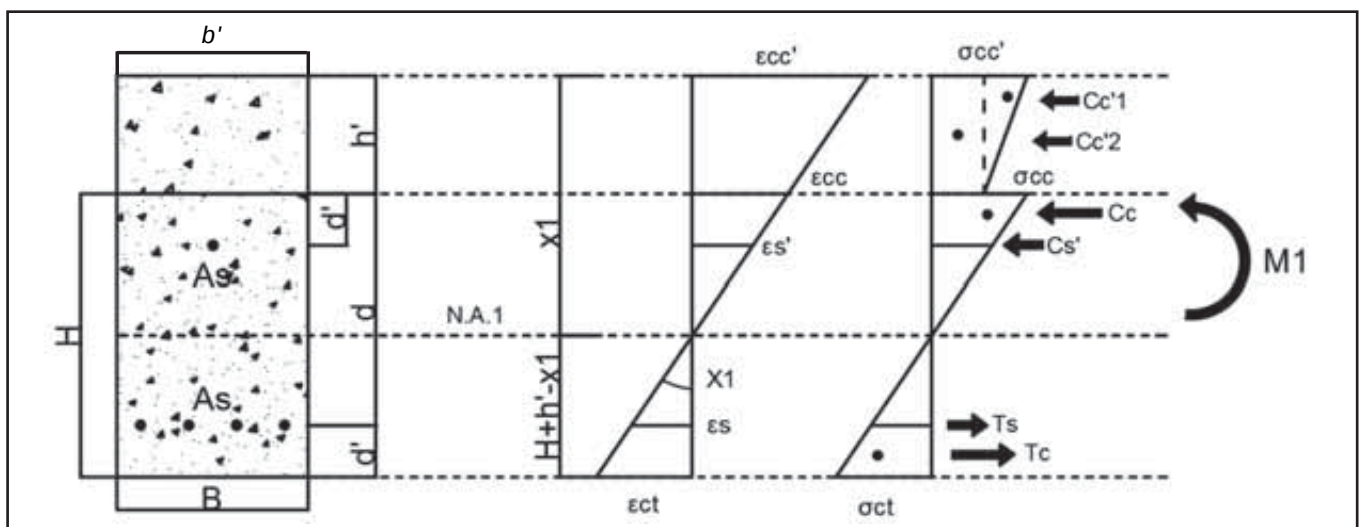


Figura 57: Rappresentazione della prima fase sforzi – deformazioni per un solaio consolidato.

Prima di tutto la distanza x_1 dell'asse neutro N.A.1 dalla fibra compressa si calcola come:

$$x_1 = \frac{\left[b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} + h'\right) + \alpha_{C-C'} \cdot b' \cdot h' \cdot \left(\frac{h'}{2}\right) + \alpha_E \cdot A_s \cdot (d + h') + \alpha_E \cdot A_s' \cdot (d' + h') \right]}{b \cdot h + \alpha_{C-C'} \cdot b' \cdot h' + \alpha_E \cdot A_s + \alpha_E \cdot A_s'}$$

Dove α_E è il rapporto tra il Modulo di Young dell'acciaio e quello del calcestruzzo e $\alpha_{C-C'}$ è il rapporto tra il Modulo di Young del calcestruzzo alleggerito della soletta e quello del calcestruzzo

di normal peso nel solaio esistente della soletta e quello del calcestruzzo.

A questo punto, usando ε_{ct} calcolato dalla relazione elastica lineare, a partire dalla resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo si possono calcolare gli altri sforzi e le corrispondenti risultanti con le relazioni di similitudine fra i triangoli impostate sul diagramma delle deformazioni:

$$f_{(ctm,fl)} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h \text{ (mm)}}{1000}\right) \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}; 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \right\}$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm,fl} \quad \varepsilon_{ct} = \frac{f_{ctm,fl}}{E_c}$$

$$\sigma_{cc} = E_c \cdot \varepsilon_{cc} \quad \varepsilon_{cc} = \frac{\varepsilon_{ct}}{(h + h' - x_1)} \cdot (x_1 - h')$$

$$\sigma_{cc'1} = E_{c'} \cdot \varepsilon_{cc'} \quad \varepsilon_{cc'} = \frac{\varepsilon_{ct}}{(h + h' - x_1)} \cdot (x_1)$$

$$\sigma_{cc'2} = E_{c'} \cdot \varepsilon_{cc'} \quad \varepsilon_{cc} = \frac{\varepsilon_{ct}}{(h + h' - x_1)} \cdot (x_1 - h')$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{ct}}{(h + h' - x_1)} \cdot (d + h' - x_1)$$

$$\sigma_{s'} = E_{c'} \cdot \varepsilon_{s'} \quad \varepsilon_{s'} = \frac{\varepsilon_{ct}}{(h + h' - x_1)} \cdot (h' - d' - x_1)$$

$$\text{Quindi: } C_{cc} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{cc} \cdot (x_1 - h') \cdot b$$

$$T_c = \frac{1}{2} \cdot (h + h' - x_1) \cdot b$$

$$C_{cc'1} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{cc'1} - \sigma_{cc'2}) \cdot h' \cdot b' \quad C_{cc'2} = \sigma_{cc} \cdot h' \cdot b'$$

$$E: \quad C_{s'} = A_{s'} \cdot \sigma_{s'} \quad T_s = A_s \cdot \sigma_s$$

Al fine di applicare il teorema di Mohr, il momento di inerzia e il momento flettente possono essere calcolati come segue:

$$\begin{aligned} I_1 \text{ (m}^4\text{)} &= \alpha_{C-C'} \cdot \frac{b' \cdot h'^3}{12} + (b' \cdot h') \cdot \left(x_1 - \frac{h'}{2}\right)^2 \\ &+ b \cdot h^3 + (b \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} + h' - x_1\right)^2 + \\ &+ \alpha_E \cdot A_s \cdot (d + h' - x_1)^2 + \alpha_E \cdot A_{s'} \cdot (h' + d' - x_1)^2 \\ M_1 \text{ (kN m)} &= M_{cr} = T_c \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (h + h' - x_1)\right) + \\ &+ T_s \cdot (d + h' - x_1) + T_{s'} \cdot (h' + d' - x_1) + \\ &+ C_{cc} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (x_1 - h')\right) + C_{cc'2} \cdot \left(x_1 - \frac{h'}{2}\right) + C_{cc'1} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (x_1 - h')\right) \end{aligned}$$

La curvatura della sezione non fessurata può essere scritta come:

$$\chi_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_1} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Dal diagramma delle deformazioni si può osservare anche che la curvatura può essere calcolata come il rapporto tra la deformazione massima e la distanza tra questo valore e l'asse neutro:

$$\chi_1 = \frac{\varepsilon_{ct}}{h + h' - x_1} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Questo punto rappresenta il limite del primo ramo elastico lineare del diagramma momento curvatura. il corrispondente carico di prima fessurazione può essere calcolato come:

$$P_1 \text{ (kN)} = P_{cr} = \frac{2 \cdot M_1 \text{ (kNm)}}{0,675 \text{ (m)}}$$

Fase 1b. Comportamento elastico lineare in compressione subito dopo la rottura del calcestruzzo in trazione. Contributo elastico lineare dell'armatura.

A seguito della fessurazione, dalla Fase II, grazie alla presenza della soletta e del modesto quantitativo di armatura, può ipotizzarsi che l'asse neutro cada all'interno dello spessore della soletta stessa. La distanza x_2 dell'asse neutro N.A.2 dalla fibra più compressa può essere calcolato come:

$$\begin{aligned} (d + h' - x_1) \cdot A_s \cdot \alpha_{c'-s} &= \frac{1}{2} \cdot b' \cdot x_2^2 + \\ &+ A_{s'} \cdot \alpha_{c'-s} \cdot (h' + d' - x_2) \end{aligned}$$

I nuovi valori del momento d'inerzia e della curvatura sono:

$$\begin{aligned} I_{1a} \text{ (m}^4\text{)} &= \frac{b' \cdot x_2^3}{3} + \alpha_{c'-s} \cdot A_s \cdot (d + h' - x_2)^2 + \\ &+ \alpha_{c'-s} \cdot A_{s'} \cdot (h' + d' - x_2)^2 \\ \chi_{1a} &= \frac{M_1}{E_c \cdot I_{1a}} \left[\frac{1}{m} \right] \end{aligned}$$

Dove $\alpha_{c'-s}$ è il rapporto tra il Modulo di Young dell'acciaio e il Modulo di Young del calcestruzzo leggero della soletta.

Fase 2. Sezione fessurata. Comportamento elastico lineare in compressione. Contributo elastico lineare dell'armatura.

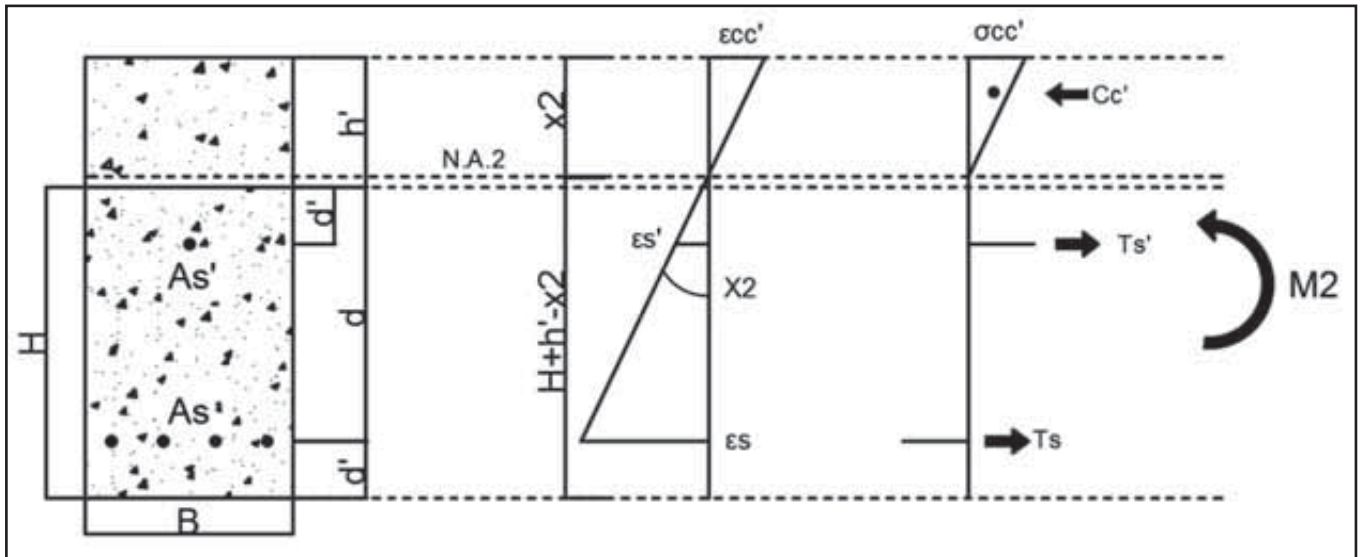


Figura 58: Rappresentazione della seconda fase sforzi – deformazioni per un solaio consolidato.

Segue una seconda fase del diagramma momento – curvatura, che si concluderà con lo snervamento dell'acciaio $\sigma_s = f_y$. Lungo questo ramo, il calcestruzzo compresso può mostrare un comportamento elastico lineare o entrare nella fase di non linearità.

In questa fase si possono definire due limiti, uno per l'acciaio e uno per il calcestruzzo leggero:

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \varepsilon_{cc'} \leq \frac{0,45 \cdot f_c}{E_c}$$

- Per il calcestruzzo, f_c può essere pari a:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}, f_{ck} \quad \text{oppure} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8,$$

a seconda dell'utilizzo.

- Per l'acciaio, f_y può essere pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}, f_{yk} \quad \text{oppure} \quad f_{ym} = 1,35 \cdot f_{yk},$$

a seconda dell'utilizzo.

Sotto l'ipotesi di un comportamento elastico lineare del calcestruzzo alleggerito compresso, l'equazione dell'equilibrio sarà:

$$(d + h' - x_2) \cdot A_s \cdot \sigma_{c'-s} = \frac{1}{2} \cdot b' \cdot x_2^2 + A_s' \cdot \sigma_{c'-s} \cdot (h' + d' - x_2)$$

Le risultanti degli sforzi possono essere calcolate come sulla base delle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = f_y \quad \varepsilon_s = \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\sigma_{cc'} = E_c' \cdot \varepsilon_{cc'} \quad \varepsilon_{cc'} = \frac{\varepsilon_s}{(d + h' - x_2)} \cdot (x_2)$$

$$\sigma_{s'} = f_y \quad \varepsilon_{s'} = \frac{\varepsilon_s}{(d + h' - x_2)} \cdot (h' + d' - x_2)$$

$$\text{Quindi: } C_{c'} = \frac{1}{2} \cdot E_c' \cdot \varepsilon_{cc'} \cdot x_2 \cdot b'$$

$$E: \quad T_s = A_s \cdot f_y \quad T_{s'} = A_{s'} \cdot f_y$$

Al fine di applicare il teorema di Mohr, il momento di inerzia e il momento flettente possono essere calcolati come segue:

$$I_2 \text{ (m}^4\text{)} = \frac{b' \cdot x_2^3}{3} + \alpha_{c'-s} \cdot A_s \cdot (d + h' - x_2)^2 + \alpha_{c'-s} \cdot A_s' \cdot (h' + d' - x_2)^2$$

$$M_2 \text{ (kN m)} = M_y = T_s \cdot \left(\frac{d + h' - x_2}{3} \right) - T_s' \cdot \left(\frac{h' + d' - x_2}{3} \right)$$

Come per la prima fase si può calcolare la curvatura utilizzando l'analogia di Mohr, ma ora con un momento d'inerzia ridotto I_2 e con un valore elevato del momento applicato pari al momento di

snervamento come precedentemente calcolato:

$$\chi_2 = \frac{M_2}{E_c \cdot I_2} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Dal diagramma delle deformazioni possiamo osservare anche che la curvatura può essere calcolata come la tangente tra la massima deformazione delle armature a trazione e la distanza tra questo valore e l'asse neutro:

$$\chi_2 = \frac{\varepsilon_s}{d + h' - x_1} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Il carico corrispondente di snervamento può essere calcolato come:

$$P_2 \text{ (kN)} = P_y = \frac{2 \cdot M_2 \text{ (kNm)}}{0,675 \text{ (m)}}$$

Fase 3. Raggiungimento del limite deformativo per compressione del calcestruzzo.

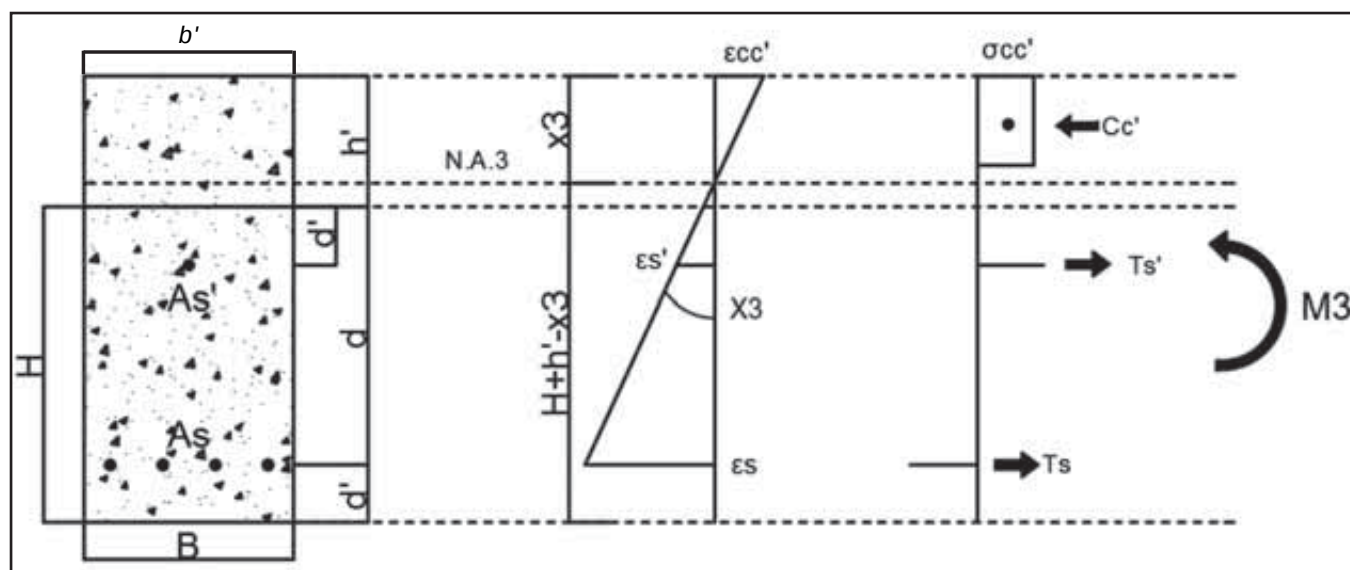


Figura 59: Rappresentazione dell'ultima fase sforzi - deformazioni per un solaio consolidato.

L'ultima fase corrisponde allo stato limite ultimo in cui il calcestruzzo della soletta raggiunge il suo limite deformativo pari a:

$$\varepsilon_{cc'} = 0,0035 \cdot \left(\frac{\rho}{2200} \right), \text{ essendo } \rho = 1400$$

I valori delle deformazioni possono essere calcolati dalle relazioni di similitudine fra i triangoli, impostata sul diagramma delle deformazioni triangolari ma ora si ha una diversa distribuzione del diagramma di sforzi di compressione del calcestruzzo assunti inferiori su una altezza pari a $0,8 \cdot x_3$.*

* In questo caso si può notare che è stato impiegato anche per la soletta il LecaCLS 1400 (CLS Strutturale Leggero) lo stress block equivalente. Bisogna ricordare che per la normativa nazionale vigente non è consentito l'impiego di tale semplificazione per i calcestruzzi leggeri, ad ogni modo risulta del tutto ragionevole nel contesto di tale trattazione.

- Per il calcestruzzo, f_c può essere pari a:

$$f'_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f'_{ck}}{1,5}, f'_{ck} \quad \text{oppure} \quad f'_{cm} = f'_{ck} + 8,$$

a seconda dell'utilizzo.

- Per l'acciaio, f_y può essere pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}, f_{yk} \quad \text{oppure} \quad f_{ym} = 1,35 \cdot f_{yk},$$

a seconda dell'utilizzo.

Il valore della risultante degli sforzi di compressione del calcestruzzo è:

$$\varepsilon_{cc'} = 0,0035 \cdot \left(\frac{\rho}{2200} \right), \text{ essendo } \rho = 1400$$

$$\text{Quindi: } C_c = 0,8 \cdot x_3 \cdot f_c' \cdot b'$$

I valori delle risultanti degli sforzi dell'armatura sono calcolabili a partire dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = f_y \quad \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cc'}}{(x_3)} \cdot (d + h' - x_3)$$

$$\sigma_{s'} = f_y \quad \varepsilon_{s'} = \frac{\varepsilon_{cc'}}{(x_3)} \cdot (h' + d' - x_3)$$

$$\text{Quindi: } T_s = A_s \cdot f_y \quad T_{s'} = A_{s'} \cdot f_y$$

Con questi valori è possibile calcolare la distanza dell'asse neutro dalla fibra più compressa x_3 :

$$x_3 \cdot 0,8 \cdot f_c' \cdot b' = A_s \cdot (f_y + A_{s'}) \cdot f_y$$

Poiché non si ha un comportamento elastico lineare, non si può usare l'analogia di Mohr per calcolare la curvatura quindi bisogna utilizzare il diagramma delle deformazioni:

$$\chi_3 = \frac{\varepsilon_{cc'}}{x_3} \left[\frac{1}{m} \right]$$

Infine si calcolano i valori del momento flettente come prima, utilizzando i valori di x_3 e delle nuove risultanti degli sforzi:

$$M_3 \text{ (kN m)} = M_{ult} = T_s \cdot (d + h' - 0,4 \cdot x_3) + T_{s'} \cdot (h' + d' - 0,4 \cdot x_3)$$

Il carico ultimo corrispondente può essere calcolato come:

$$P_3 \text{ (kN)} = P_{ult} = \frac{2 \cdot M_3 \text{ (kNm)}}{0,675 \text{ (m)}}$$

4.5.6 Risultati delle prove: diagrammi momento - curvatura.

Sono riportati di seguito i diagrammi momento - curvatura per le differenti sezioni trasversali esaminate, rispettando le ipotesi assunte precedentemente.

SOLAIO SAP H 12 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1 e 2

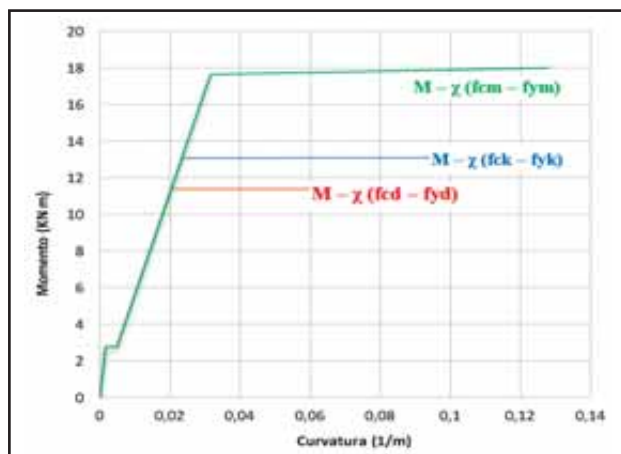


Figura 60: Diagramma momento - curvatura per i solai non consolidati di $h = 12$ cm.

SOLAIO SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1 e 2

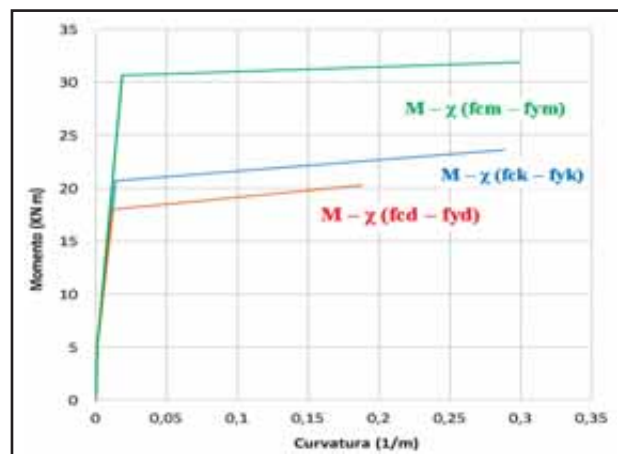


Figura 62: Diagramma momento - curvatura per i solai consolidati di $h = 12 + 5$ cm.

SOLAIO SAP H 16 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1 e 2

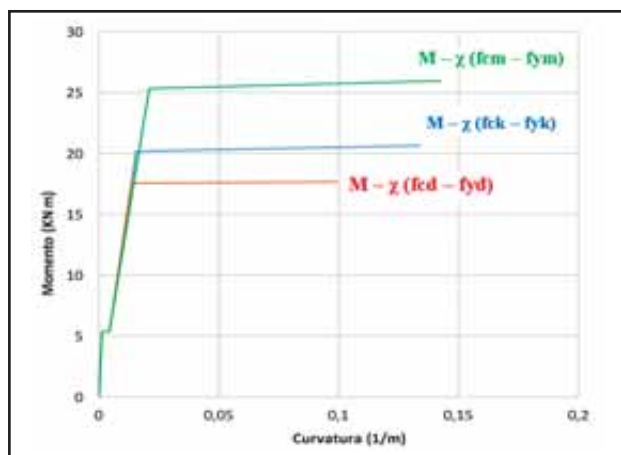


Figura 61: Diagramma momento - curvatura per i solai non consolidati di $h = 16$ cm.

SOLAIO SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1 e 2

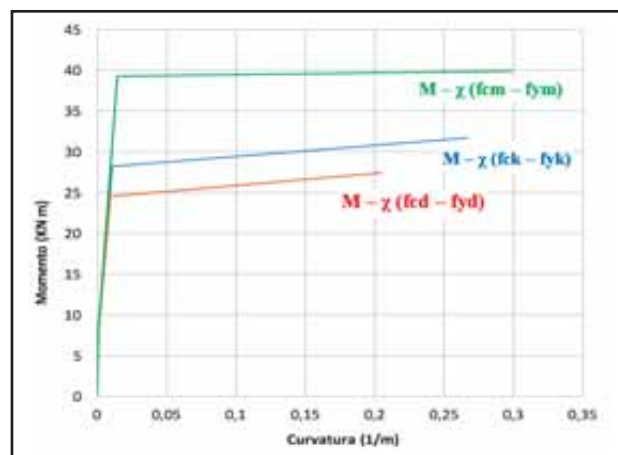


Figura 63: Diagramma momento - curvatura per i solai consolidati di $h = 16 + 5$ cm.

4.6 INTERPRETAZIONE INGEGNERISTICA DEI RISULTATI

Dopo aver raccolto i dati di laboratorio ed averli rappresentati in grafici con relative osservazioni, per completezza, viene di seguito condotta una interpretazione ingegneristica degli stessi in termini di raggiungimento degli stati limite ultimi (SLU) per flessione e per taglio.

4.6.1 Verifica dello SLU.

Per soddisfare la teoria dello Stato Limite Ultimo, la struttura non deve collassare quando è soggetta al carico massimo per il quale è stata progettata.

Una qualsiasi struttura rispetta i criteri dello SLU se tutti i valori di flessione, taglio e sforzi di trazione o compressione sono al di sotto della resistenza calcolata per la sezione in esame.

Per il caso in esame, secondo la teoria dello SLU, verrà considerata la sezione soggetta al massimo momento flettente. Il carico ultimo di progetto relativo al massimo momento flettente può essere calcolato come:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,4 \cdot x_3) + A_s' \cdot f_y \cdot (d' - 0,4 \cdot x_3) > M_{Ed}$$

$$P_{Rd} = \frac{A_s \cdot M_{Rd}}{\frac{1,85}{2} - 0,25}$$

In questo caso la porzione x_3 dell'asse neutro può essere calcolata nell'ipotesi di armatura tesa e compressa interamente snervata a partire dall'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$A_s \cdot f_{yd} - A_s' \cdot f_{yd} - 0,8 b x_3 f_c = 0$$

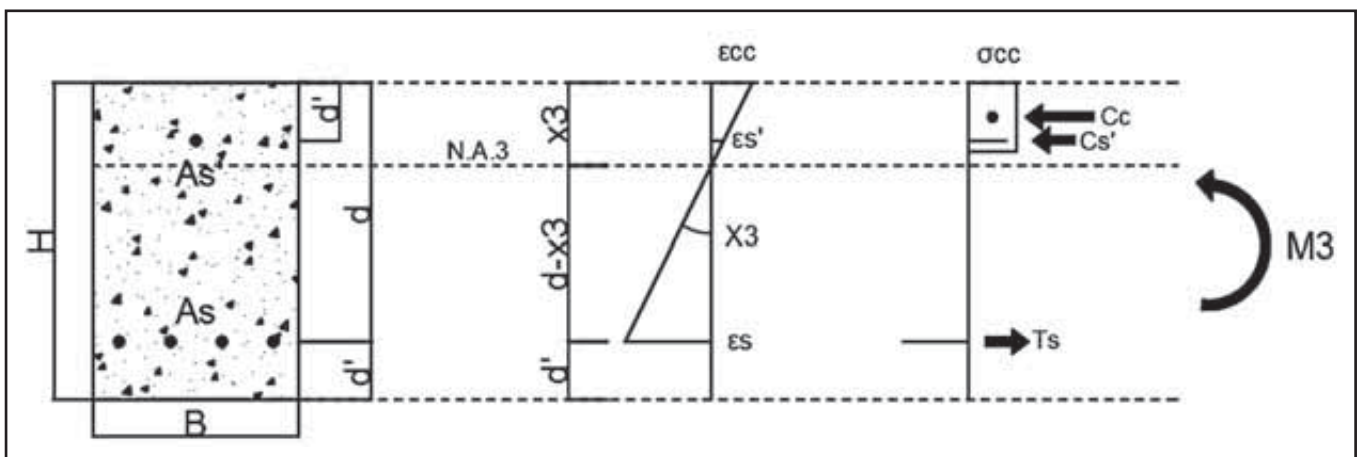


Figura 64: Rappresentazione dell'andamento sforzi – deformazioni per lo SLU.

Per l'analisi delle azioni di taglio agenti su ciascun campione, si fa riferimento ad una schematizzazione del tipo di Figura 65, in cui si concepisce la struttura come una trave doppiamente armata, appoggiata alle estremità e soggetta a due carichi concentrati.

Al crescere del carico P dell'attuatore, si osserva un panorama fessurativo con innesco delle fessure al lembo inferiore, che si sviluppano inizialmente in direzione verticale.

Aumentando ulteriormente il carico P , si prevede che:

- Nella zona centrale della struttura le fessure si estendano sempre in direzione verticale;
- Avvicinandosi sempre di più alle estremità, le fessure subiscano progressivamente un'inclinazione fino a raggiungere un angolo di 45° in prossimità degli appoggi (dove si ha il taglio massimo).

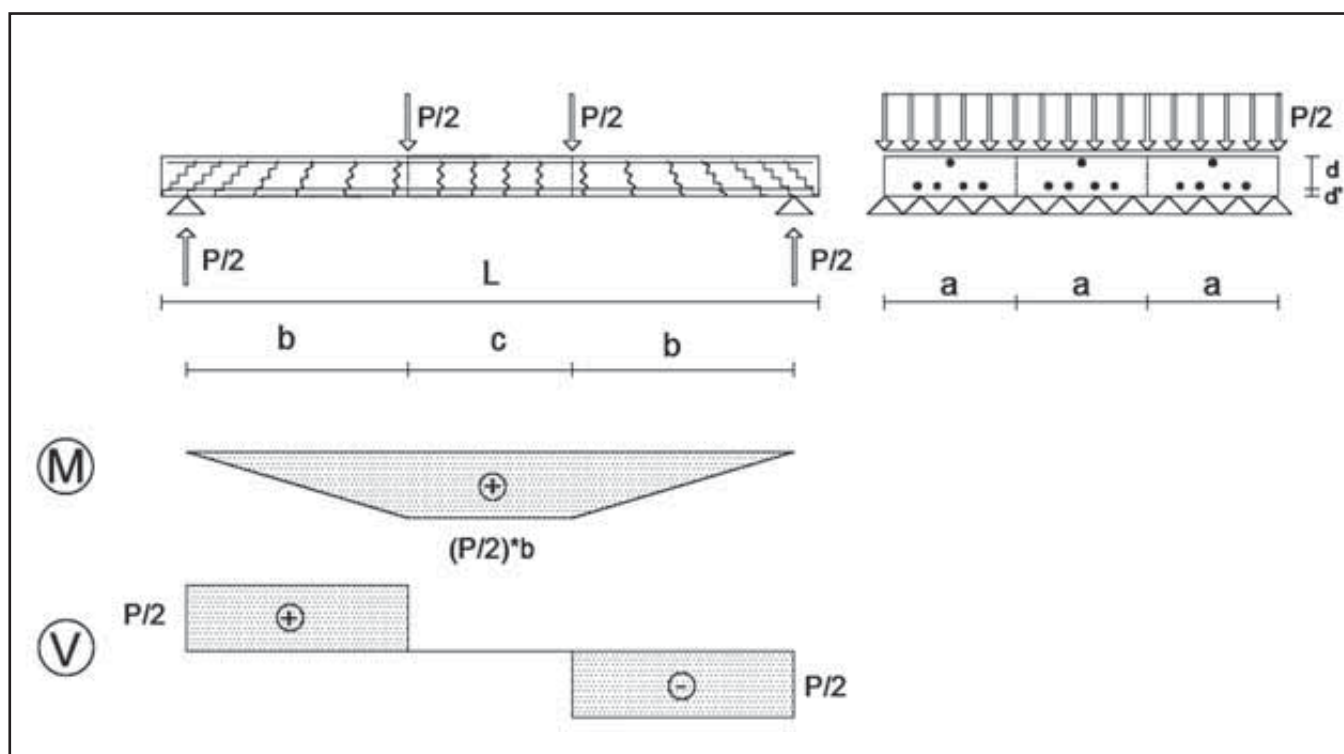


Figura 65: Rappresentazione del solaio con carichi concentrati e fessure dovute a flessione e sforzi di taglio.

Il comportamento a taglio di una trave doppiamente armata e priva di armatura trasversale può essere analizzato secondo il modello “a pettine”. Esso concepisce la trave fessurata a taglio come costituita da un corrente compresso, corrispondente alla costola del pettine, e dagli elementi compresi tra le fessure, corrispondenti ai denti del pettine, inclinati a 45° rispetto alla costola. I denti del pettine sono attraversati dall'armatura longitudinale inferiore (Figura 66).

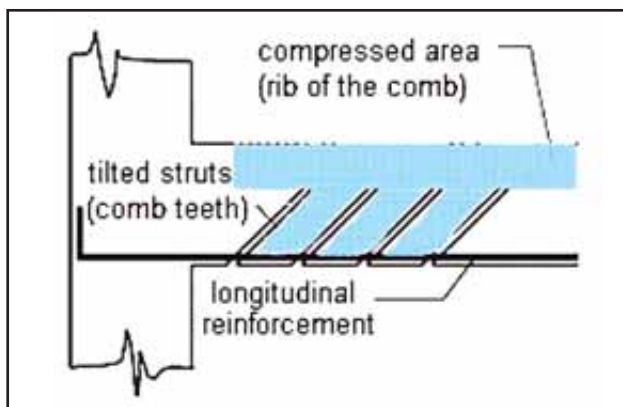


Figura 66: Diagramma del modello “a pettine”.

Analizzando l'insieme delle sollecitazioni agenti su un singolo elemento del pettine, si può vedere che esso è soggetto a pressoflessione, a causa della forza di scorrimento Q , generata dalla variazione di momento flettente. La pressoflessione dà luogo, nel dente, ad un punto della sezione (AB), sollecitato a trazione, in cui il calcestruzzo cede quasi immediatamente (Figura 67).

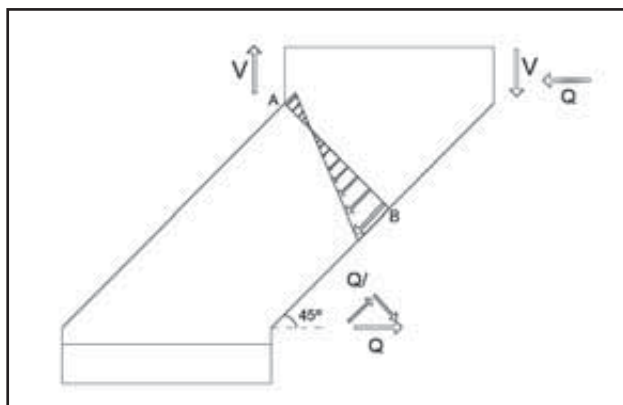


Figura 67: Diagramma degli sforzi su un dente del “pettine”.

Questo modello viene utilizzato per l'analisi delle azioni di taglio in travi armate longitudinalmente, ma prive di staffe (come nel caso in esame).

Il taglio resistente può essere calcolato come:

$$V_{Rd} = 0,25 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd}$$

Risulta necessario fare delle considerazioni su questa formula, al fine di renderla più completa e tener conto di tutte le variabili in gioco:

1. La barra longitudinale non è soggetta a sola trazione, ma anche ad una azione di taglio. L'effetto bietta consiste nel fatto che la barra, a causa del taglio su di essa agente, esercita una spinta sul calcestruzzo e il copriferro reagisce esercitando delle forze verso l'alto. Quando si raggiunge la resistenza a trazione del calcestruzzo si ha lo sfondamento del copriferro. Il fattore che tiene conto dell'effetto bietta è: $(1,2 + 40\rho_s)$, con $\rho_s = A_s / b \cdot d$. Per i solai consolidati è stato considerato il valore di $(d + h')$ come distanza della barra tesa dal lembo superiore.
2. Un ulteriore contributo è fornito dall'ingranamento degli aggregati, ovvero dalla scabrezza dei lembi della fessura (scorrimento impedito), quantificato mediante un fattore moltiplicativo $(1,6 - d)$ dove d rappresenta la altezza utile espressa in m (vale la medesima precisazione fatta in precedenza con riferimento ai solai consolidati).

L'equazione, completa delle precedenti osservazioni, che si andrà ad utilizzare è la seguente:

$$V_{Rd} = 0,25 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot (1,2 + 40\rho_s) \cdot (1,6 - d)$$

La seguente tabella rappresenta tutte le caratteristiche e i valori che sono stati ottenuti dai calcoli effettuati su tutti i solai e mostra come i risultati delle prove di laboratorio sono in buon accordo con il raggiungimento dello stato limite ultimo per flessione.

	SOLAI NON CONSOLIDATI		SOLAI CONSOLIDATI	
	H = 12 cm	H = 16 cm	H = 12 + 5 cm	H = 16 + 5 cm
b (m)	0,35	0,4	0,35	0,4
d (m)	0,1	0,14	0,1 + 0,05	0,14 + 0,05
f_{ck} (MPa)	16	16	16 - 20	16 - 20
f_{cd} (MPa)	$0,85 \cdot \frac{16}{1,5} = 9,07$	$0,85 \cdot \frac{16}{1,5} = 9,07$	$0,85 \cdot \frac{16}{1,5} = 9,07$ $0,85 \cdot \frac{20}{1,5} = 11,33$	$0,85 \cdot \frac{16}{1,5} = 9,07$ $0,85 \cdot \frac{20}{1,5} = 11,33$
f_{cm} (MPa)	16+8=24	16+8=24	16+8 = 24 20+8 = 28	16+8 = 24 20+8 = 28
A_s (m ²)	$471,24 \cdot 10^{-6}$	$508,94 \cdot 10^{-6}$	$471,24 \cdot 10^{-6}$	$508,94 \cdot 10^{-6}$
$A_{s'}$ (m ²)	$848,2 \cdot 10^{-7}$	$848,2 \cdot 10^{-7}$	$848,2 \cdot 10^{-7}$	$848,2 \cdot 10^{-7}$
f_{yk} (MPa)	315	315	315	315
f_{yd} (MPa)	$\frac{315}{1,15} = 273,91$	$\frac{315}{1,15} = 273,91$	$\frac{315}{1,15} = 273,91$	$\frac{315}{1,15} = 273,91$
f_{ym} (MPa)	$315 \cdot 1,35 = 425,25$	$315 \cdot 1,35 = 425,25$	$315 \cdot 1,35 = 425,25$	$315 \cdot 1,35 = 425,25$
ρ_s	0,013464	0,009088	0,008976	0,006696579
MRd (kN m)	17,71	25,93	31,88	39,90
VRd (kN)	56,96	78,40	82,08	107,31
PRd, M (kN)	52,48	76,82	94,46	118,21
PRd, V (kN)	113,92	156,80	164,15	214,62
PRd, Lab (kN)	46 / 47	72 / 75	99 / 99	125 / 116

Tabella 5: . Risultati teorici SLU per MRd e VRd.

Per i solai non consolidati, come si può osservare dalla Tabella 5, i valori di PRd,M e PRd,V sono molto differenti e quindi, come spiegato precedentemente, il cedimento è stato raggiunto per flessione nella parte centrale del campione, come da previsione.

D'altra parte, per i solai consolidati, nonostante anche qui la fessurazione si sia innescata per flessione nella parte centrale, dopo la delaminazione tra solaio esistente e soletta, è diventata critica la rottura a taglio con riferimento alla capacità resistente del solo solaio pre-esistente. Dalla tabella 5 si può vedere come in questo caso i valori di PRd,M per il solaio consolidato e PRd,V per il solaio non consolidato, siano più vicini.

Nella successiva Tabella 6 e nei grafici delle Figure 68÷71 si sovrappongono alle curve i valori del carico di prima fessurazione, del carico di snervamento (calcolato con riferimento ai valori medi delle proprietà dei materiali), carico ultimo (calcolati con riferimento ai valori medi, caratteristici e di progetto).

	H cm			
	12	16	12 + 5	16 + 5
P_{cr} (kN) (f_{ctm})	8,21	15,92	16,79	26,90
P_y (kN) ($f_{cm}-f_{ym}$)	52,28	75,03	90,71	116,33
$P_{max, M}$ (kN) ($f_{cd}-f_{yd}$)	33,73	52,31	60,05	81,20
$P_{max, M}$ (kN) ($f_{ck}-f_{yk}$)	38,77	60,79	69,91	93,94
$P_{max, M}$ (kN) ($f_{cm}-f_{yk}$)	53,32	76,82	94,46	118,21
P_{Lab} (kN)	46 / 47	72 / 75	99 / 99	125 / 116

Tabella 6: Valori di carico a seconda degli sforzi considerati.

SAP H 12 SOLAI NON CONSOLIDATI

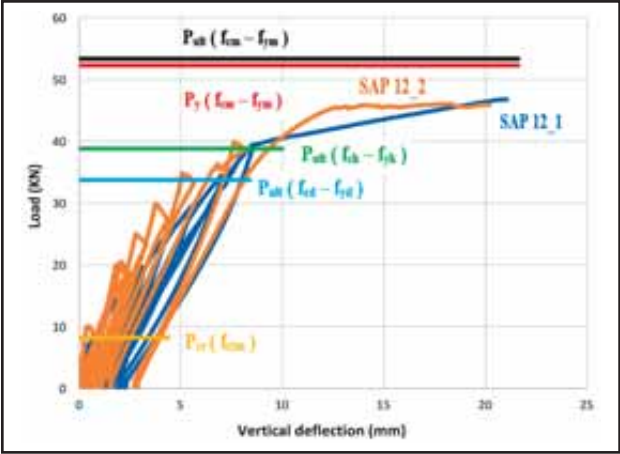


Figura 68: Diagramma carico – freccia con carichi caratteristici per solai di h = 12 cm.

SAP H 12 SOLAI CONSOLIDATI

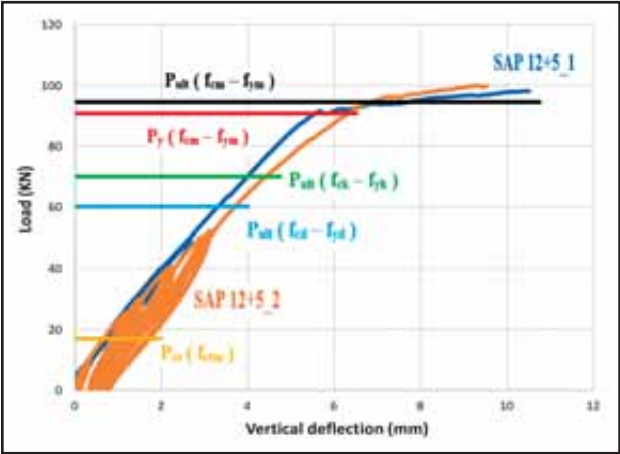


Figura 69: Diagramma carico – freccia con carichi caratteristici per solai di h = 12 + 5 cm

SAP H 16 SOLAI NON CONSOLIDATI

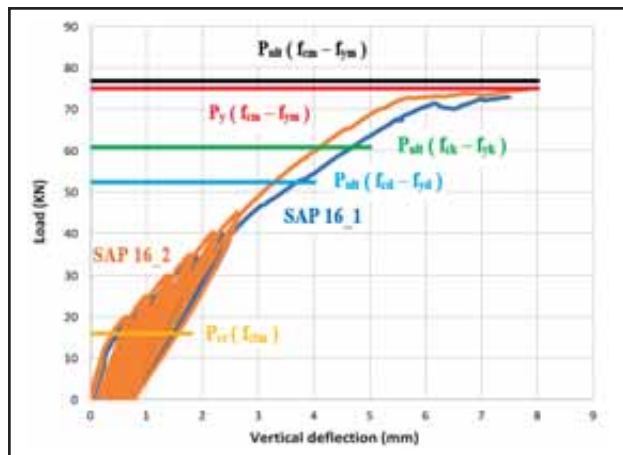


Figura 70: Diagramma carico – freccia con carichi caratteristici per solai di $h = 16$ cm.

SAP H 16 SOLAI CONSOLIDATI

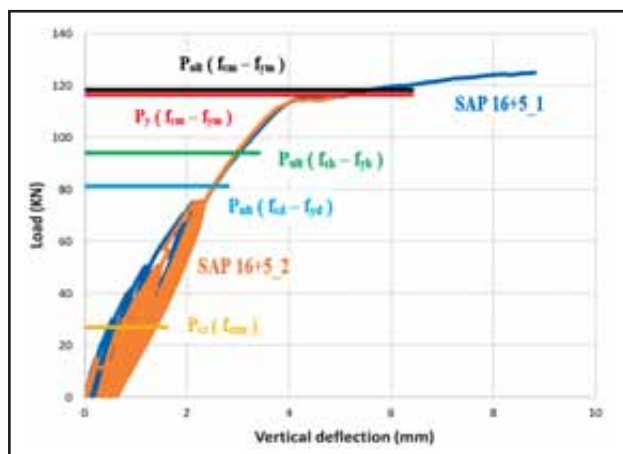


Figura 71: Diagramma carico – freccia con carichi caratteristici per solai di $h = 16 + 5$ cm.

4.6.2 Sforzi tangenziali (Teoria di Jourawsky).

In questo paragrafo verranno studiate le azioni di taglio, e quindi gli sforzi tangenziali, agenti sui solai con la teoria approssimata del taglio o teoria di Jourawski, che permette di prevedere la distribuzione di questi sforzi generati dalla sollecitazione di taglio lungo tutta la sezione trasversale.

Lo scopo di questa analisi è quello di controllare che gli sforzi di taglio all'interfaccia all'inizio della delaminazione siano compatibili con la resistenza della resina epossidica misurata mediante apposita sperimentazione.

Sarà fatta una semplificazione della sezione trasversale (Figura 72 e 73), considerando il solaio come semplicemente appoggiato e soggetto a due carichi concentrati $P/2$, per studiare gli effetti degli sforzi tangenziali in ciascun solaio.

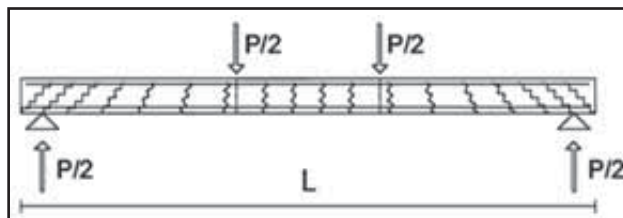


Figura 72: Schematizzazione di una trave semplicemente appoggiata.

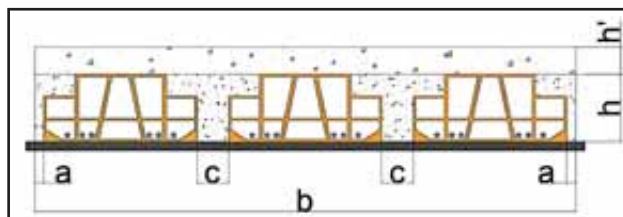


Figura 73: Rappresentazione della sezione trasversale del solaio consolidato.

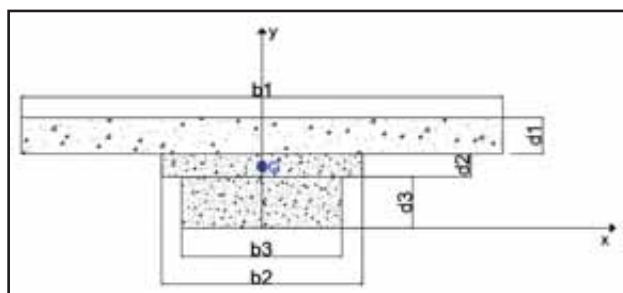


Figura 74: Rappresentazione della sezione trasversale del solaio consolidato.

È possibile calcolare gli sforzi tangenziali tramite la formula di Jourawski:

$$\tau = \frac{V S_i'}{I_i b_i}$$

Prima di tutto viene calcolato il baricentro della sezione, introducendo un sistema di riferimento in cui l'asse x coincide con il bordo inferiore della sezione e l'asse y con il corrispondente asse di simmetria.

Si calcola quindi il prodotto tra l'area i-esima e il relativo baricentro:

$$A_i \cdot y_{Gi} = (b_1 \cdot d_1) \cdot y_{G1} + (b_2 \cdot d_2) \cdot y_{G2} + (b_3 \cdot d_3) \cdot y_{G3}$$

L'area totale:

$$A_{tot} = (b_1 \cdot d_1) + (b_2 \cdot d_2) + (b_3 \cdot d_3)$$

E il baricentro:

$$y_G = \sum_{(i=1)}^n \frac{(A_i \cdot y_{Gi})}{A_{tot}}$$

Si passa poi al calcolo dei momenti d'inerzia.

$I = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ per i solai di $h = 12 + 5 \text{ cm}$

e $I = 5,89 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ per quelli di $h = 16 + 5 \text{ cm}$.

Una volta calcolato il baricentro e il momento d'inerzia dell'intera sezione, si può calcolare S'_i , che corrisponde al momento statico della porzione di sezione trasversale posta al di sotto della corda orizzontale in corrispondenza della quale si valuta la τ . Verranno definiti quattro livelli, coincidenti con le quattro linee S_i rappresentate in Figura 75.

Ottenute tutte le grandezze necessarie, è possibile costruire il diagramma degli sforzi considerando sette punti caratteristici come indicati in Figura 75:

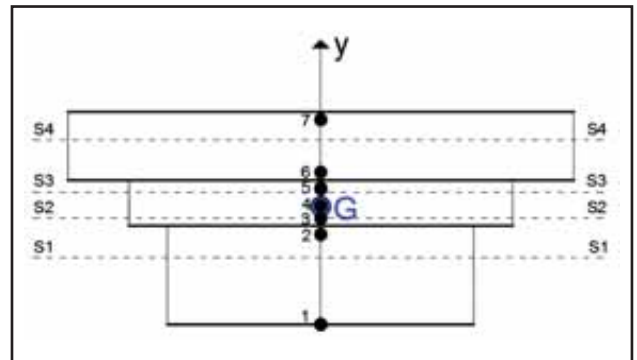


Figura 75: Posizione delle quattro linee e i sette punti di interesse per il momento statico.

I valori di S'_i si calcolano come segue:

$$S_1 = (b_3 \cdot y_1) \cdot \left(y_g - \frac{y_1}{2} \right)$$

con $y_1 = 0$ fino a $y_1 = d_3$

$$S_2 = S_1 (y_1 = d_3) + (b_2 \cdot y_2) \cdot \left(y_g - \frac{y_1}{2} \right)$$

con $y_2 = 0$ fino a $y_2 = (y_g - d_3)$

$$S_3 = S_2 (y_2 = (y_g - d_3)) + (b_2 \cdot y_3) \cdot \left(d_3 + d_2 - \frac{y_1}{2} - y_g \right)$$

con $y_3 = 0$ fino a $y_3 = (d_3 + d_2 - y_g)$

$$S_4 = S_3 (y_3 = (d_3 + d_2 - y_g)) + (b_1 \cdot y_4) \cdot \left(d_3 + d_2 + d_1 - \frac{y_4}{2} - y_g \right)$$

con $y_4 = 0$ fino a $y_4 = (d_3 + d_2 + d_1 - y_g)$

Per il calcolo degli sforzi tangenziali con la formula di Jourawski si considera il valore dell'azione di taglio pari a $V = \frac{P_{SLU}}{2}$ che varierà a seconda del campione:

- $V_{12+5_1} = V_{12+5_2} = 99 \text{ kN} / 2 = 49,5 \text{ kN}$
- $V_{16+5_1} = 126 \text{ kN} / 2 = 62,5 \text{ kN}$
- $V_{16+5_2} = 116 \text{ kN} / 2 = 58 \text{ kN}$

SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

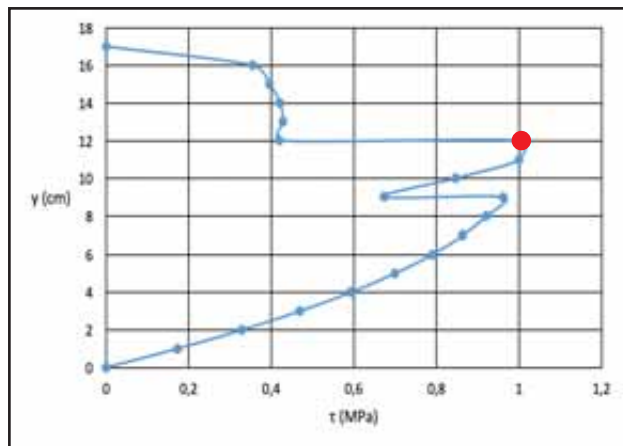


Figura 76: Andamento sforzi tangenziali per il primo solaio consolidato di $h = 12 + 5$ cm.

SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

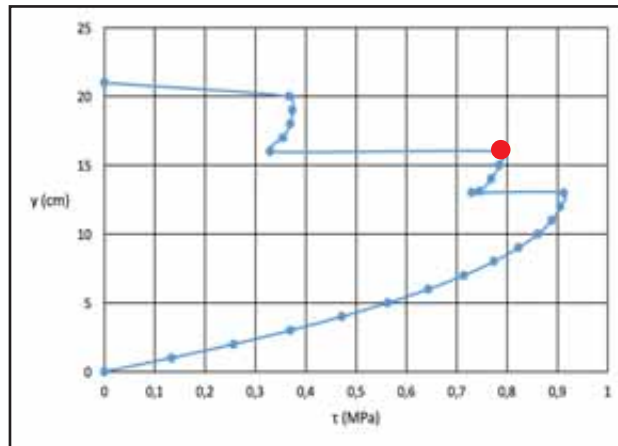


Figura 78: Andamento sforzi tangenziali per il primo solaio consolidato di $h = 16 + 5$ cm.

SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

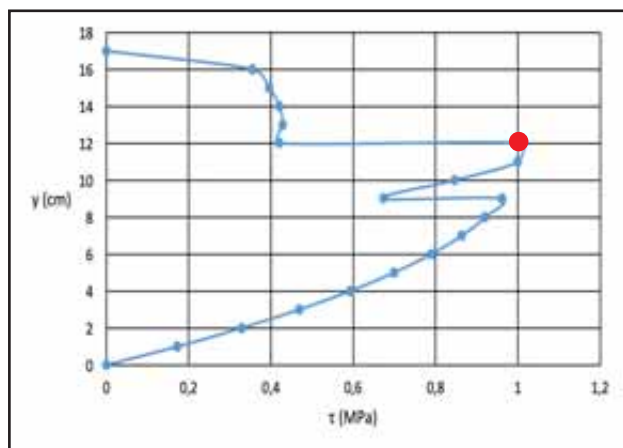


Figura 77: Andamento sforzi tangenziali per il secondo solaio consolidato di $h = 12 + 5$ cm.

SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

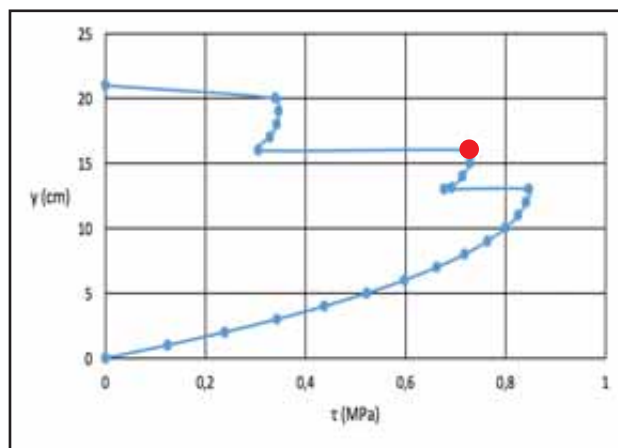


Figura 79: Andamento sforzi tangenziali per il secondo solaio consolidato di $h = 16 + 5$ cm.

Si può anche notare come, per un valore di $y = (d_3 + d_2)$ cm che corrisponde all'interfaccia tra solaio esistente e soletta (punto rosso), si sia ottenuto un valore della resistenza a taglio compatibile con quanto già analizzato in precedenza. Dai grafici che rappresentano l'andamento dello sforzo tangenziale sulla sezione, si leggono

valori della medesima tensione tangenziale (in corrispondenza dell'interfaccia soletta collaborante/solaio) della resistenza a taglio simile a quello della resina epossidica relativa al progetto approfondito nel paragrafo 3.1.3 (tabella 1 e Figura 15) pari a 1 MPa per il solaio di $h = 12 + 5$ cm e 0,75 MPa per quello di $h = 16 + 5$ cm.

5 CONCLUSIONI

In questo studio è stata verificata l'efficacia della tecnica di consolidamento di solai in laterizio armato tipo "SAP" mediante l'impiego della soletta collaborante, realizzata in calcestruzzo leggero strutturale in argilla espansa tipo "Leca CLS 1400" di Laterlite SpA e connessa al solaio esistente tramite l'utilizzo di uno specifico adesivo epossidico tipo "Connettore Centro Storico Chimico" di Laterlite SpA.

La ricerca si è basata su un'indagine sperimentale consistita in otto prove di carico su campioni di solaio "al vero" con le seguenti caratteristiche geometriche:

- Lunghezza 2,00 m (luce di carico 1,85 m);
- Larghezza 1,20 m;
- Differenti altezze, 12 e 16 cm per i solai non consolidati, 12+5 e 16+5 cm per i solai consolidati.

Nello specifico sono state condotte per ciascuna altezza (solai consolidati e non) due prove di carico distinte.

L'elemento di partenza della ricerca è consistito nel "riprodurre" tipologie di solaio in laterizio armato (tipo SAP e assimilabili), comunemente presenti in edifici esistenti, facendo riferimento alla letteratura tecnica disponibile sull'argomento (in particolar modo sotto forma di abachi e tabelle progettuali – manuale RDB). Occorre pertanto evidenziare che i campioni sperimentali "al vero" sono stati realizzati con la specifica finalità della presente indagine, non essendo la tipologia di solaio più prodotta commercialmente.

La comprovata veridicità dei risultati ottenuti sui solai non consolidati (confronto fra prove sperimentali di laboratorio e dati caratteristici dei solai presenti in letteratura – manuale RDB) è stata di fondamentale importanza nel costituire il riferimento necessario a valutare l'efficacia del consolidamento.

5.1 RISULTATI OTTENUTI PER I SOLAI NON CONSOLIDATI

Le prove relative ai solai non consolidati di altezze 12 cm e 16 cm (tipologie assimilabili a solai in laterizio armato del tipo SAP 12 e SAP 16 rispettivamente) hanno evidenziato e confermato, per tutti i campioni sottoposti a prova, una modalità di rottura per flessione con differenti capacità in termini di duttilità motivata da un differente rapporto geometrico di armatura utilizzata.

I valori di capacità portante ottenuti dalle prove hanno confermato le previsioni, basate sulla letteratura tecnica utilizzata per il progetto dei campioni stessi e validando così la rappresentatività dei risultati con riferimento ai solai effettivamente presenti nel patrimonio edilizio esistente. Gli stessi valori di capacità portante sono stati altresì confermati da calcoli progettuali eseguiti impiegando un modello di trave basato sull'ipotesi di sezioni piane e i legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio quali previsti dalle vigenti normative, con riferimento ai valori medi di resistenza dei materiali effettivamente impiegati (calcestruzzo C16/20 e acciaio FeB32k).

5.2 RISULTATI OTTENUTI PER I SOLAI CONSOLIDATI

Sui solai consolidati mediante la tecnica in esame (realizzazione di una soletta collaborante in calcestruzzo leggero strutturale connessa con la struttura esistente mediante connessione chimica), si sono misurati incrementi di capacità portante pari a circa il 100% (solai 12 + 5 cm) e al 70% (solai 16 + 5 cm).

L'efficacia della tecnica di consolidamento impiegata, in particolar modo del collegamento con adesivo epossidico fra il solaio esistente e la nuova soletta in calcestruzzo leggero strutturale, è stata sperimentalmente confermata dal fatto che la delaminazione fra i due strati, per la misurazione della quale si è impiegata una opportuna strumentazione, si è innescata in corrispondenza di valori di carico corrispondenti al raggiungimento della resistenza flessionale ultima della sezione composta.

Ciò altresì in corrispondenza di valori di tensione tangenziale all'interfaccia fra solaio esistente e soletta collaborante pienamente compatibili con la resistenza dell'incollaggio (laterizio/calcestruzzo leggero strutturale ovvero calcestruzzo normale/calcestruzzo leggero strutturale) quale misurata sperimentalmente mediante apposite prove opportunamente concepite.

Ulteriori osservazioni dei risultati ottenuti per i solai consolidati:

1. Nel caso dei solai consolidati 12 + 5 cm la capacità resistente della sezione composta (solaio esistente + soletta collaborante in CLS strutturale leggero) ha raggiunto valori prossimi da un lato a quelli sperimentali e teorici della resistenza a flessione della sezione non consolidata di altezza 16 cm e dall'altro ai valori teorici di resistenza a taglio della sola sezione esistente di altezza 12 cm. Pertanto si sono innescate due modalità di rottura:
 - a. Flessionale in mezzeria della sezione composta;
 - b. A taglio nelle estremità (in corrispondenza degli appoggi) della sola sezione esistente.
2. Nel caso dei solai consolidati 16 + 5 cm valgono le stesse considerazioni viste al punto precedente per i solai di altezza 12 + 5 cm.
Da rilevare in questo caso anche una incipiente delaminazione in corrispondenza degli appoggi tra solaio esistente e soletta collaborante.

È opportuno osservare che, anche nel caso dei solai consolidati, attese le modalità di rottura ottenute quali descritte in precedenza, i valori di capacità portante ultima sono stati ben interpretati da un calcolo a trave basato sulla ipotesi di sezioni piane e con riferimento alla sezione composta costituita dalle nervature del solaio esistente e dalla soletta collaborante, e dunque impiegando i legami costitutivi proposti dalle vigenti normative (EC 2, NTC 2008) per i diversi materiali (calcestruzzo ordinario, calcestruzzo leggero, acciaio).

Tale considerazione è validata dal collegamento realizzato mediante specifico adesivo epossidico, in grado di resistere fino a valori di tensione tangenziale massima prodotti da un taglio alle estremità del solaio corrispondente al raggiungimento della resistenza flessionale della sezione composta/consolidata in mezzeria in particolare al punto 4.6.2 pag 54.

5.3 ESTENDIBILITÀ DEI RISULTATI

La validità dei risultati confermati dalle analisi sopra esposte rappresenta un risultato di fondamentale importanza. È così lecito utilizzare gli usuali modelli di calcolo per elementi inflessi in calcestruzzo armato anche per solai con altezze/geometrie diverse e realizzati con materiali aventi caratteristiche di resistenza non esattamente coincidenti con quelli impiegati nella sperimentazione.

Sulla base della sperimentazione condotta sui solai SAP 12 e SAP 16 cm e dei relativi risultati è possibile:

- Estendere i risultati a tutte le tipologie di solai a travetti armati (SAP 8, SAP 8+3, SAP 12, SAP 12+3, SAP 16, SAP 16+3, SAP 20, SAP 20+3), grazie alla validità delle tecniche di calcolo usuali.
- Estendere il risultato a solai a travetti armati con diverse tipologie di acciaio impiegato per le armature tese (rispetto altre armature presenti nei solai provati, ovvero acciaio tipo FeB32k esteso successivamente anche all'acciaio tipo FeB22k).

Per una facile e rapida consultazione dei risultati, si rimanda al prontuario Tecnico di pag. 67.

5.4 DESCRIZIONE DEL METODO DI ESTENSIONE DELLE PRESTAZIONI DEI SOLAI

Al fine di sintetizzare in ottica applicativa i risultati ottenuti, a titolo esemplificativo i valori di momento resistente calcolati sono stati confrontati con i valori di momento agente attesi sulla sezione di mezzeria (nel caso di una trave semplicemente appoggiata, al netto del contributo del peso proprio). I suddetti sono stati valutati al crescere della luce del solaio con riferimento ai seguenti carichi, da considerarsi rappresentativi di possibili realistiche condizioni di impiego:

- Carico permanente "strutturale" $g_{1,k}$ quale dovuto, ad esempio, a sottofondi, pavimenti, intonaco soffitti etc. $g_{1,k} = 2.00 \text{ kN/m}^2$

- Carico permanente "portato" $g_{2,k}$ dovuto alle partizioni interne $g_{2,k} = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- Carico variabile, di esercizio q_k $q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Il momento agente è stato valutato sia con riferimento agli stati limite di esercizio (combinazione rara) sia con riferimento agli stati limite ultimi, applicando gli opportuni coefficienti di sicurezza per le azioni:

$$\begin{aligned} \gamma_{G1} \text{ per } g_{1k} &= 1.35 & g_{1d} &= \gamma_{G1} \cdot g_{1k} \\ \gamma_{G2} \text{ per } g_{2k} &= 1.5 & g_{2d} &= \gamma_{G2} \cdot g_{2k} \\ \gamma_Q \text{ per } q_k &= 1.5 & q_d &= \gamma_Q \cdot q_k \end{aligned}$$

Il momento flettente (SLU, SLE) applicato è pari a:

$$M = \frac{(g_{1d} + g_{2d} + q_d) \cdot L^2}{8}$$

Il momento flettente resistente è stato invece valutato con riferimento:

- 1) Valori di resistenza media dei materiali, pertanto questo rappresenta un confronto con i risultati sperimentali ottenuti;
- 2) Valori di resistenza di progetto dei materiali, pertanto questo rappresenta un abaco per lo Stato Limite Ultimo (SLU);
- 3) Valori di resistenza caratteristica dei materiali, pertanto questo rappresenta un abaco per lo Stato Limite di Esercizio (SLE).

I grafici sotto riportati mettono pertanto in relazione la variazione dell'azione agente (momento flettente) con i carichi applicati sopra indicati al variare della luce. Su di essi è indicato il limite di lunghezza per ogni tipologia di solaio in laterizio armato (SAP ed assimilabili) consolidato (12 + 5 cm, 16 + 5 cm) e non consolidato (12 cm, 16 cm) rispettivamente e cambiando il criterio di progettazione adottato (Stati Limite di Esercizio e Stati Limite Ultimi).

Di seguito si riportano le prestazioni di solai SAP, altezza 12 e 16 cm.

**LUCE MASSIMA OTTENIBILE
CON I VALORI MEDI DI RESISTENZA**
(Confronto con i risultati sperimentali)

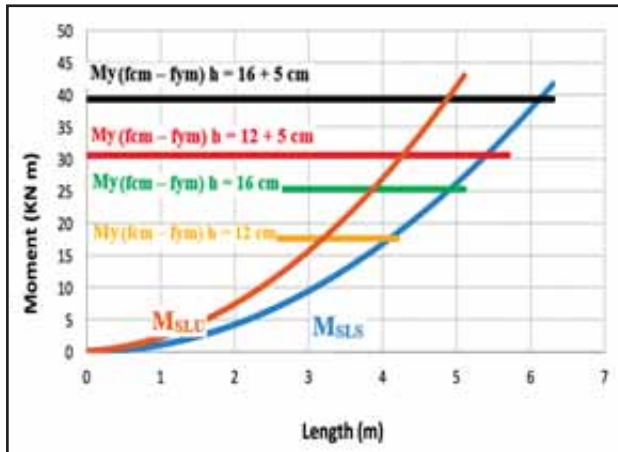


Figura 80: Diagramma del momento allo SLU e allo SLS rispetto ai momenti ultimi calcolati con $f_{cm} - f_{ym}$ per ciascun campione.

**LUCE MASSIMA OTTENIBILE
CON I VALORI DI PROGETTO (SLU)**
(Criterio di progettazione agli stati limite ultimo)

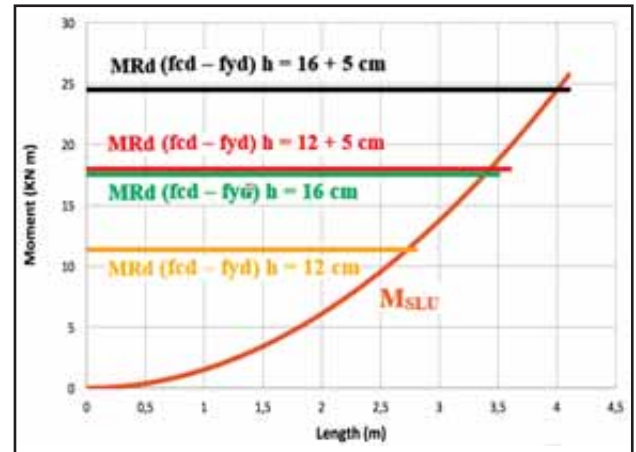


Figura 82: Diagramma del momento allo SLU rispetto ai momenti ultimi calcolati con $f_{cd} - f_{yd}$ per ciascun campione.

**LUCE MASSIMA OTTENIBILE
CON I VALORI CARATTERISTICI (SLS)**
(Criterio di progettazione agli stati limite di servizio)

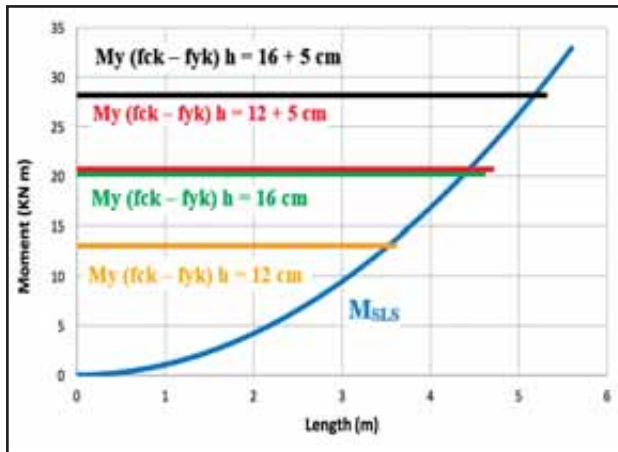


Figura 81: Diagramma del momento allo SLS rispetto ai momenti ultimi calcolati con $f_{ck} - f_{yk}$ per ciascun campione.

Ciò consente di identificare, per ciascuna tipologia di solaio e per ciascuno stato limite, delle luci massime di impiego, quali indicate in Tabella 8 alle quali riferirsi per una scelta preliminare, da validare mediante gli opportuni dimensionamenti e verifiche che rimangono responsabilità del progettista.

h (cm)	Lmax SLS ($f_{ck} - f_{yk}$)	Lmax SLU ($f_{cd} - f_{yd}$)
12	3,5 m	2,7 m
16	4,3 m	3,3 m
12 + 5	4,4 m	3,4 m
16 + 5	5,1 m	4 m

Tabella 8: Massima luce ottenibile in relazione allo SLS / SLU e all'altezza h dei provini.

APPENDICE A - REPORT FOTOGRAFICO

Si riportano di seguito alcune immagini delle prove di laboratorio al fine di completare il report fotografico e dare un'idea migliore di come sono stati effettuati i test sui solai.

SAP H 12 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1



Figura 83: Allestimento del primo solaio di h 12 cm.

SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1



Figura 86: Allestimento del primo solaio di h 12 + 5 cm.

SAP H 12 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2



Figura 84: Rottura del secondo solaio di h 12 cm.



Figura 85: Fessura flessionale del secondo solaio di h 12 cm.



Figura 87: Rottura del primo solaio di h 12 + 5 cm.

SAP H 12 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2



Figura 88: Allestimento del secondo solaio di h 12 + 5 cm.

SAP H 16 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

Figura 89: Allestimento del primo solaio di h 16 cm.

SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 1

Figura 92: Allestimento del primo solaio di h 16 + 5 cm.

SAP H 16 NON CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

Figura 90: Rottura del secondo solaio di h 16 cm.



Figura 91: Fessura laterale del secondo solaio di h 16 cm.



Figura 93: Rottura del primo solaio di h 12 + 5 cm.

SAP H 16 CONSOLIDATO: SOLAIO N° 2

Figura 94: Allestimento del secondo solaio di h 16 + 5 cm.

APPENDICE B - PROGETTO SKETCHUP 3D

In quest'ultima appendice sarà presentato un progetto 3D dei test effettuati in laboratorio. Per la realizzazione è stato utilizzato il programma Sketchup che permette di riprodurre le superfici dei differenti materiali con un render molto simile alla realtà.

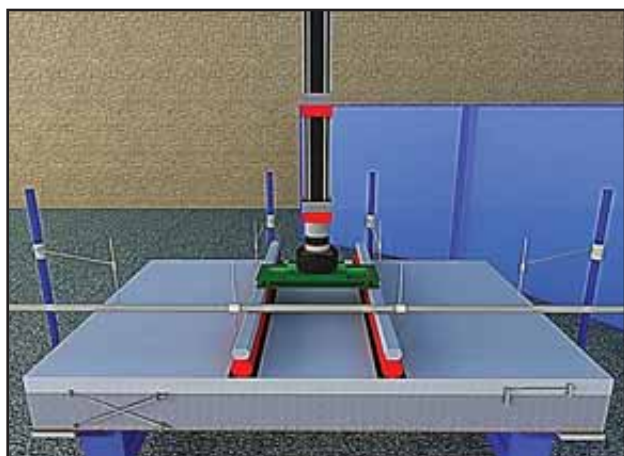


Figura 97: Progetto del solaio vista frontale.

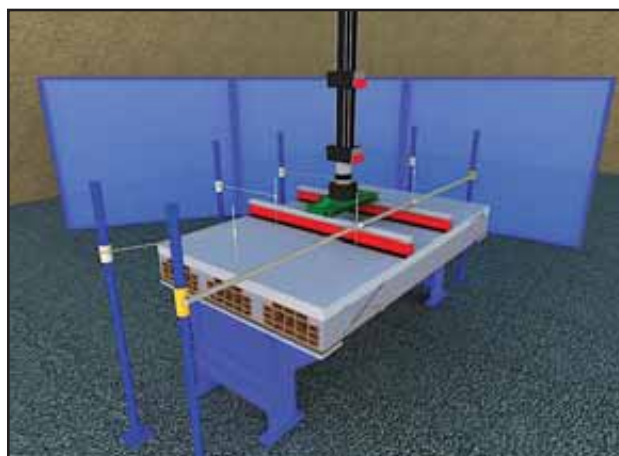


Figura 99: Progetto del solaio vista laterale 1.

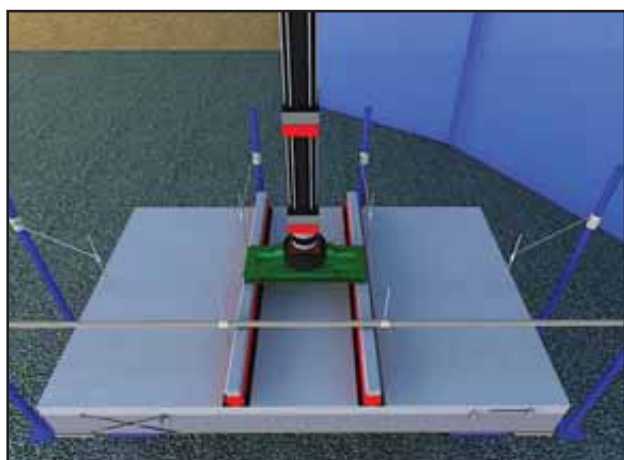


Figura 98: Progetto del solaio vista dall'alto.

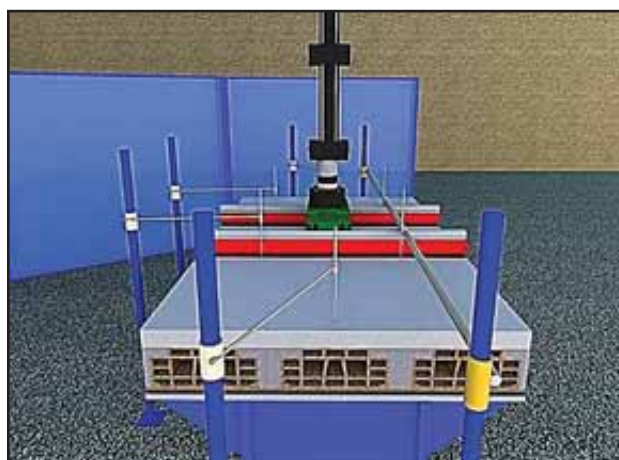


Figura 100: Progetto del solaio vista laterale 2.

BIBLIOGRAFIA

Laterlite S.p.A. - Consolidamento e rinforzo dei solai, Guida tecnica per il recupero statico e la riqualificazioni dei divisori orizzontali nel patrimonio edilizio esistente. Milano (2016).

Laterlite S.p.A. - Manuale Centro Storico. Sistemi e soluzioni tecniche per ristrutturare. Milano (2016).

Prof. Ing. Liberato Ferrara, Dr. Ing. Patrick Bamonte. - Caratterizzazione del comportamento di resine epossidiche per il consolidamento di solai in latero-cemento. Milano, Politecnico di Milano.

Norma Europea Sperimentale ENV 1992-1-1, traduzione italiana a cura dell'UNI. Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

Criteri di Progettazione Antisismica degli edifici di L. Petrini, R. Pinho, G. M. Calvi della IUSS. Press: Istituto Universitario Studi Superiori di Pavia.

Manualetto RDB. - Piacenza (1957).

G. Toniolo e M. di Prisco - Cemento armato. Calcolo agli stati limite voll. 2a e 2b - Zanichelli

CONNETTORE CHIMICO



CALCESTRUZZO LEGGERO STRUTTURALE LECA



PRONTUARIO TECNICO

**Diagrammi di incremento
del carico ammissibile
sui solai tipo SAP consolidati.**

a cura di Laterlite SpA

IL RINFORZO DEI SOLAI SAP.

PRONTUARIO TECNICO.

1 INTRODUZIONE

A integrazione del Manuale Tecnico dal titolo “Indagine sperimentale sul comportamento di solai a travetti armati tipo SAP”, il presente prontuario tecnico ha lo scopo di agevolare la conoscenza delle prestazioni di un solaio SAP consolidato con la tecnica della soletta mista collaborante in calcestruzzo leggero strutturale “LecaCLS” e “Connettore Chimico CentroStorico”.

Sulla scorta delle indagini sperimentali condotte dal Politecnico di Milano è stato possibile sintetizzare in un grafico l'incremento di prestazione dei solai consolidati, in termini di carico ammissibile sul solaio, estendendo i risultati all'intera tipologia di SAP (varie geometrie e armature).

2 LA SPERIMENTAZIONE.

Il consolidamento dei solai a travetti armati tipo SAP, altezza 12 e 16 cm senza cappa, è stato validato tramite prove sperimentali eseguite dal Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale /Laboratorio Prove Materiali e Strutture.

Data l'impossibilità di reperimento di solai SAP dell'epoca integri, sono stati ricostruiti una serie di campioni aventi caratteristiche e prestazioni del tutto simili ai solai originali. Le sperimentazioni sono state eseguite sui campioni descritti nel paragrafo seguente, applicando carichi progressivi sino al manifestarsi dei primi fenomeni di rottura.

2.1 Descrizione dei campioni.

I gruppi di campioni oggetto della sperimentazione sono così caratterizzati:

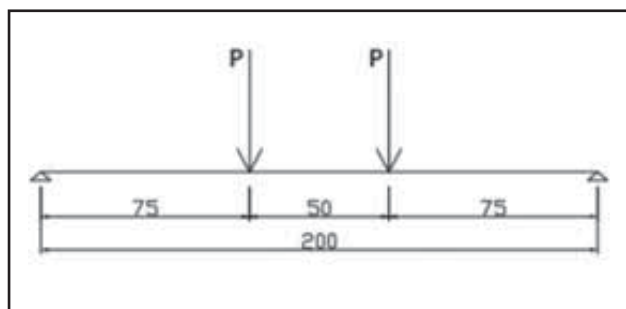
- solai SAP non consolidati, in altezze 12 cm (SAP 12) e 16 cm (SAP 16) senza cappa, ricostruiti mediante l'inserimento di armature nei laterizi armati (acciaio tipo FeB32k, rapporto geometrico di armatura corrispondente a $3 \phi 6$ in zona tesa per ciascun travetto in laterizio armato);
- solai SAP consolidati, aventi le medesime caratteristiche di base descritte al punto precedente, consolidati mediante Connettore CentroStorico Chimico e nuova soletta collaborante spessore 5 cm in calcestruzzo leggero strutturale di argilla espansa tipo LecaCLS 1400 (1400 kg/m^3 , $R_{ck} 25 \text{ MPa}$).

I campioni oggetto delle prove sperimentali rappresentano dei campi di solaio in scala reale, di luce pari a circa 200 cm e larghezza pari a circa 120 cm. Sono stati impiegati materiali, pignatte in laterizio e nervature in calcestruzzo C16/20, aventi un rapporto geometrico di armatura equivalente a quelli dei solai SAP originali e caratteristiche dimensionali analoghe.

Grazie alla fedele ricostruzione dei solai SAP, al confronto tra i valori tabellari ed i risultati delle prove sperimentali sui campioni di riferimento, i risultati ottenuti possono essere estesi ai solai esistenti come di seguito descritto.

2.2 Prove sui campioni di riferimento.

I solai SAP 12 e SAP 16 non consolidati sono stati oggetto di prove secondo step di carico crescenti sino alla rottura. Il valore del carico progressivo P è stato determinato in funzione del momento resistente "teorico" della sezione parzializzata.



Le modalità di formazione delle lesioni sui campioni, sino alla rottura finale degli stessi, sono le medesime per tutti i test confermando la bontà dei solai di base ricostruiti e la validità della sperimentazione.

Le prestazioni ottenute (tenendo conto degli indici di sicurezza dei materiali secondo le NTC 2008 e loro declinazione alle prestazioni originarie – tensioni ammissibili) sono del tutto simili a quelle degli stessi solai SAP 12 e SAP 16 dell'epoca (confronto con le tabelle RDB); anche questo conferma la bontà dei risultati della sperimentazione.

2.3 Modalità di consolidamento.

Il consolidamento dei solai SAP 12 e SAP 16 è stato realizzato con le seguenti modalità operative:

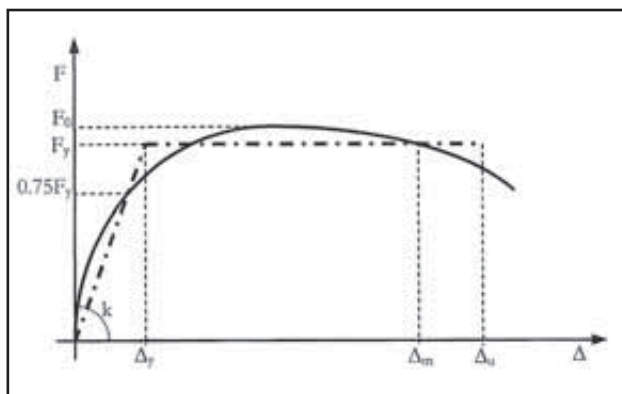
- Applicazione, sull'intera superficie del solaio, di Connettore CentroStorico Chimico avente funzione di adesione strutturale;
- Realizzazione della soletta in calcestruzzo leggero strutturale tipo LecaCLS 1400 nello spessore di 5 cm armata con rete elettrosaldata, realizzata a "fresco" sul solaio trattato con Connettore Centro-Storico Chimico. I campioni sono stati provati sperimentalmente secondo modalità analoghe ai campioni non consolidati, come descritto nel paragrafo precedente.

2.4 Modalità di rottura e interpretazione delle prove

I campioni provati hanno presentato modalità di rottura e comportamento analogo. In particolare:

- si è evidenziata una prima fessurazione dovuta a flessione in corrispondenza della sezione con momento flettente massimo;
- si è altresì evidenziata una fessurazione nelle sezioni più vicine agli appoggi, secondo un quadro fessurativo tipicamente dovuto a taglio, con delaminazione della cappa collaborante dal supporto esistente in zone di piccola estensione localizzate in corrispondenza degli appoggi e comunque a seguito del raggiungimento del massimo valore di carico.

Si è altresì riscontrata una buona duttilità per i solai consolidati, ottenendo anche un grafico forza - spostamento (idealizzato poi in una bi-lineare equivalente) come sotto rappresentato.



3 ANALISI DEI RISULTATI OTTENUTI

Nella seguente tabella sono indicati, mediando i gruppi di prove e campioni analizzati, rispettivamente:

- F_u : carico ultimo applicato;
- F_y : carico allo snervamento;
- $0.75F_y$.

Nello specifico, ai fini della determinazione delle capacità di carico dei solai, sono stati presi in considerazione i valori pari al 75% del carico di snervamento (come da comune teoria sforzi-deformazioni delle sezioni in C.A.), opportunamente ridotti con i coefficienti di sicurezza.

I risultati riportati sono stati ottenuti mediante il confronto con solai SAP reali (12 e 16 cm) con l'impiego di acciaio liscio tipo FeB32k e armatura 3 ϕ 6 per ciascun travetto di laterizio armato (carico sulla striscia di metro lineare). I valori dei solai reali sono stati in seguito parametrizzati, in funzione delle prove ottenute sui solai simulati e provati nei laboratori del Politecnico di Milano.

Capacità di carico	F_u [kN]	F_y [kN]	$0.75F_y$ [kN]
SAP 16+cappa (consolidato)	120	93.6	70.2
SAP 16 (non consolidato)	73.9	60.8	45.6
SAP 12+cappa (consolidato)	100	69.6	52.2
SAP 12 (non consolidato)	46	39	29.25

4 ESTENSIONE DEI RISULTATI OTTENUTI

I risultati ottenuti mediante confronto di solai SAP consolidati e non consolidati, già estesi dal solaio reale a quelli simulati in modo del tutto ragionevole e verosimile, può essere anche esteso ad altri solai SAP aventi diversi spessori (8 e 20 cm) mediante estrapolazione dei valori ottenuti.

L'Assistenza Tecnica Laterlite, attraverso il proprio servizio di calcolo interno, ha esteso i risultati ottenuti ad altri solai caratterizzati da diverse tipologie di acciaio e quantitativi di armatura nei travetti di laterizio armato (3 ϕ 3, 3 ϕ 4 e 3 ϕ 5 come da tabelle di dimensionamento originali).

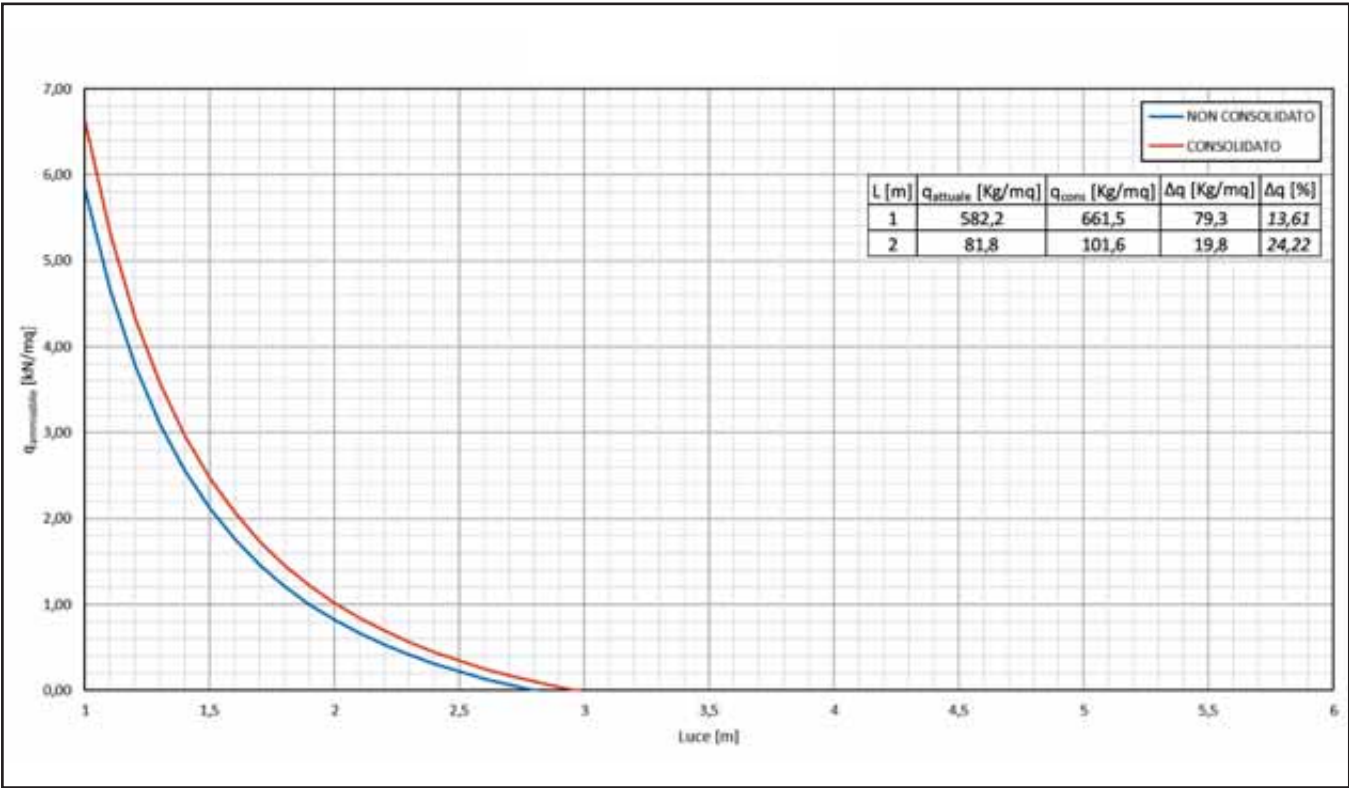
5 DIAGRAMMI

I valori di portanza, espressi in Kg/m^2 o in kN/m^2 , rappresentano il massimo carico sopportabile dal solaio in condizioni elastiche; non è necessario applicare alcun fattore di sicurezza addizionale che andrebbe a sommarsi a quelli già applicati in fase di estrapolazione dei risultati.

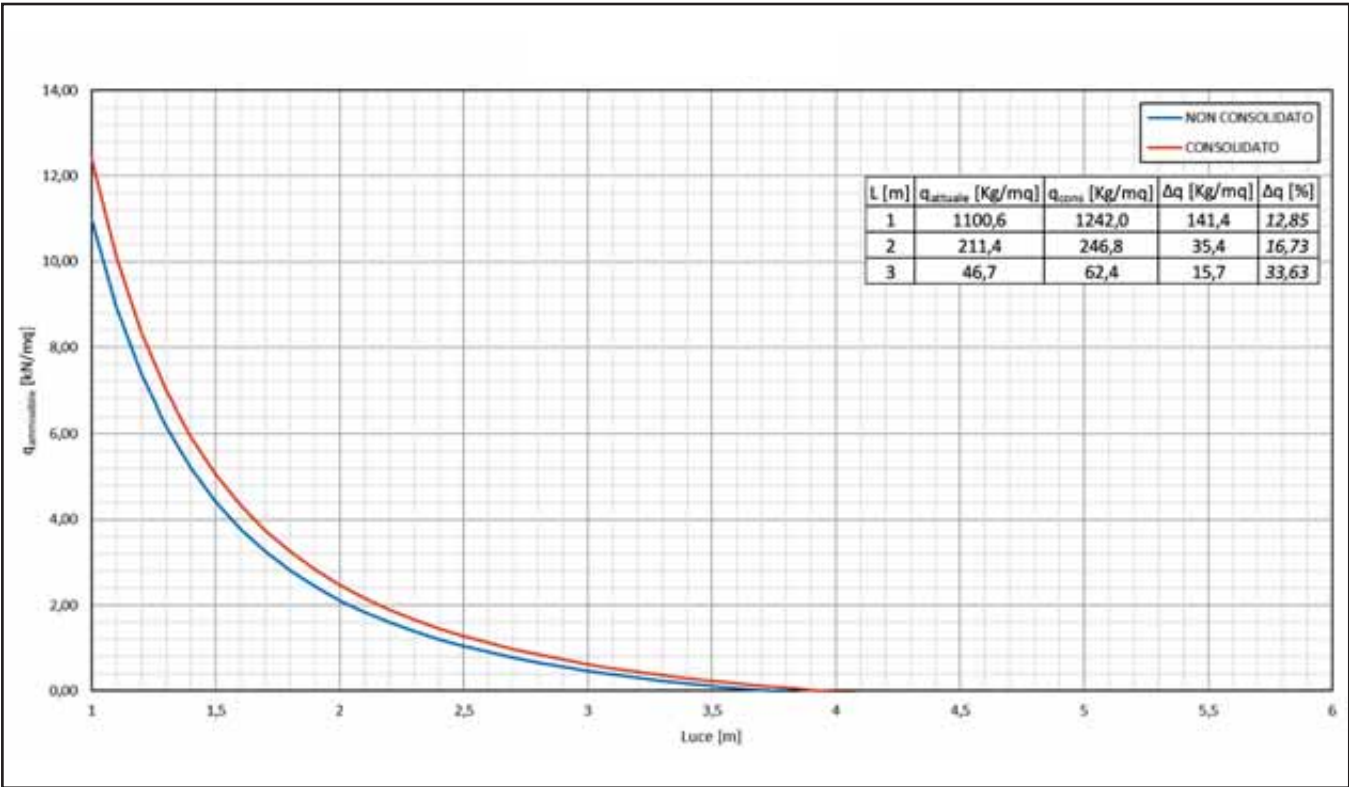
I suddetti risultati sono da considerarsi al netto del peso proprio del solaio e della soletta collaborante in LecaCLS 1400.

Di seguito si presentano i disegni di incremento del carico ottenibile sui solai tipo SAP consolidati.

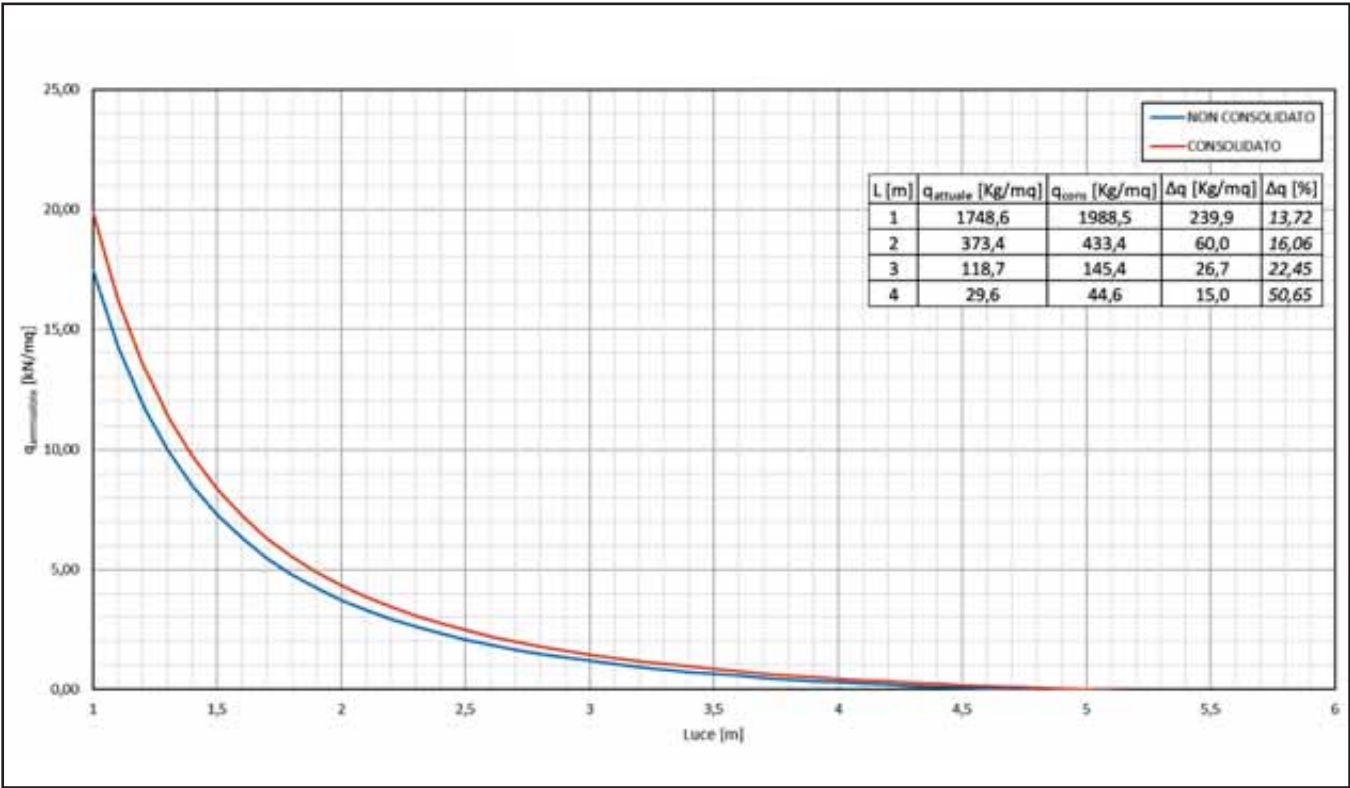
SOLAIO SAP 8, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 3$



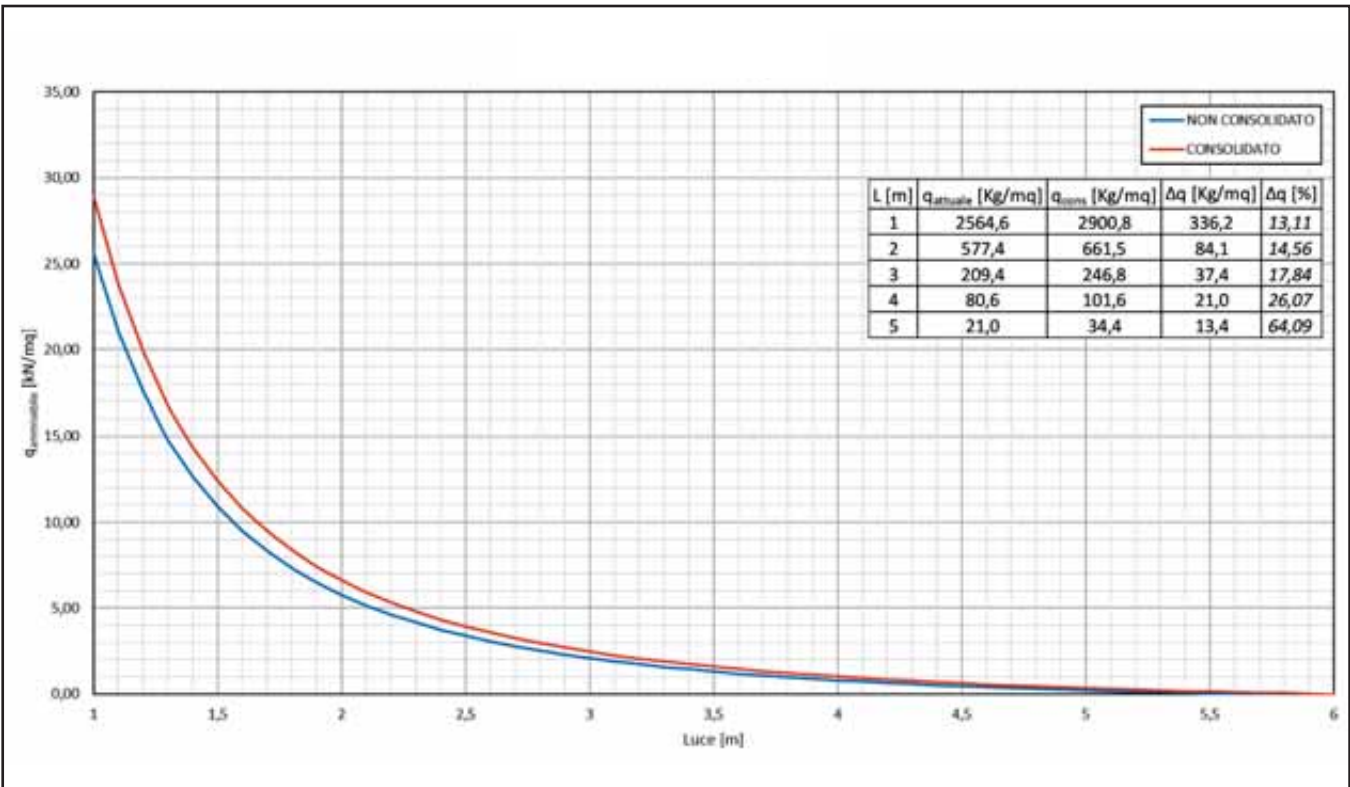
SOLAIO SAP 8, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 4$



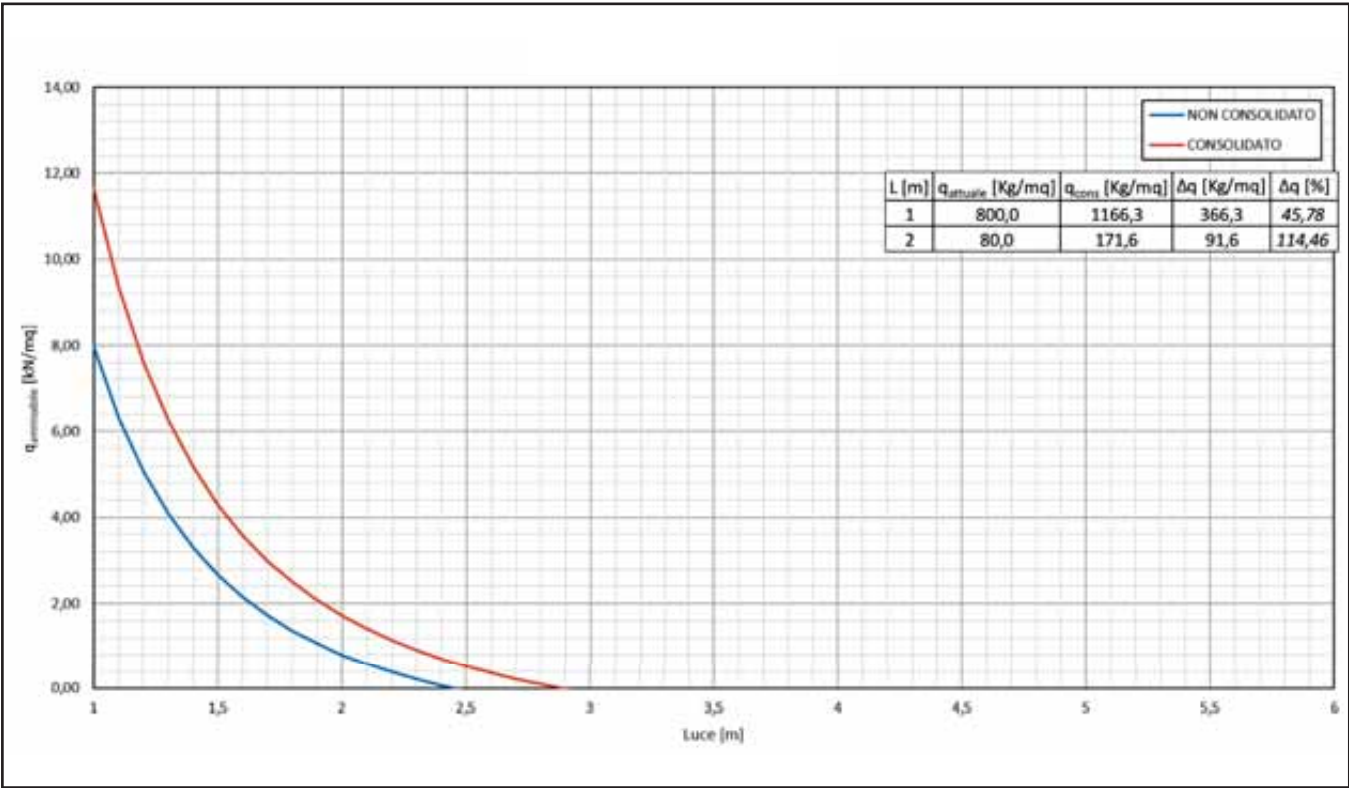
SOLAIO SAP 8, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ5



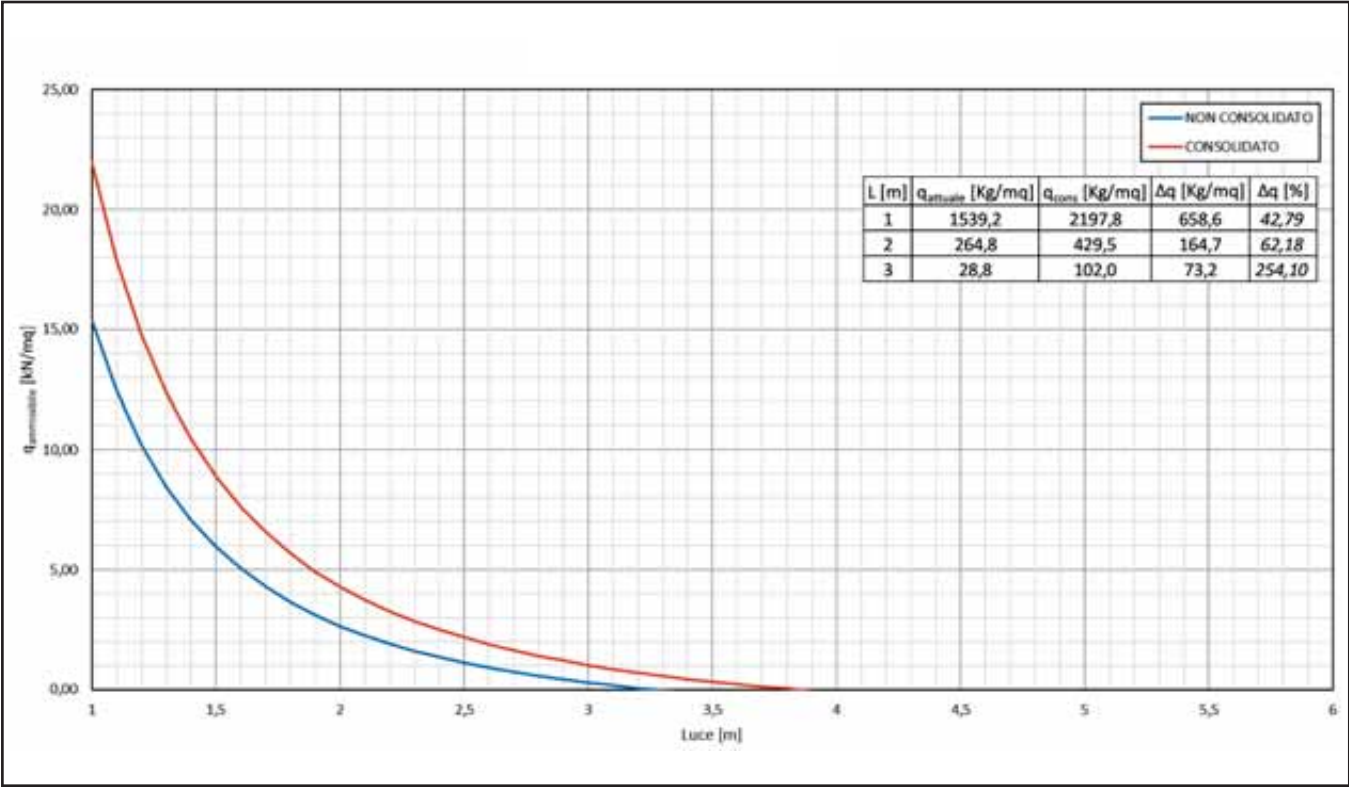
SOLAIO SAP 8, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ6



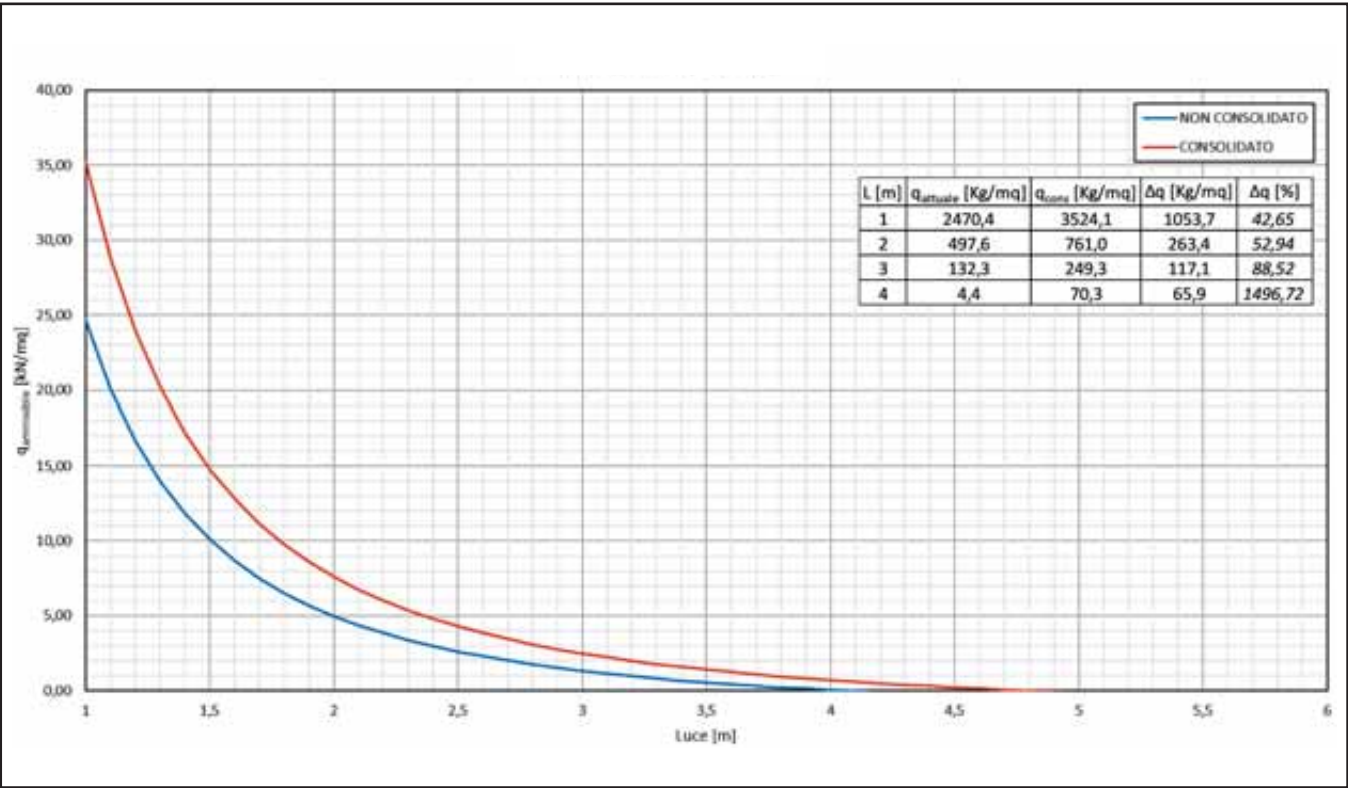
SOLAIO SAP 8 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ 3



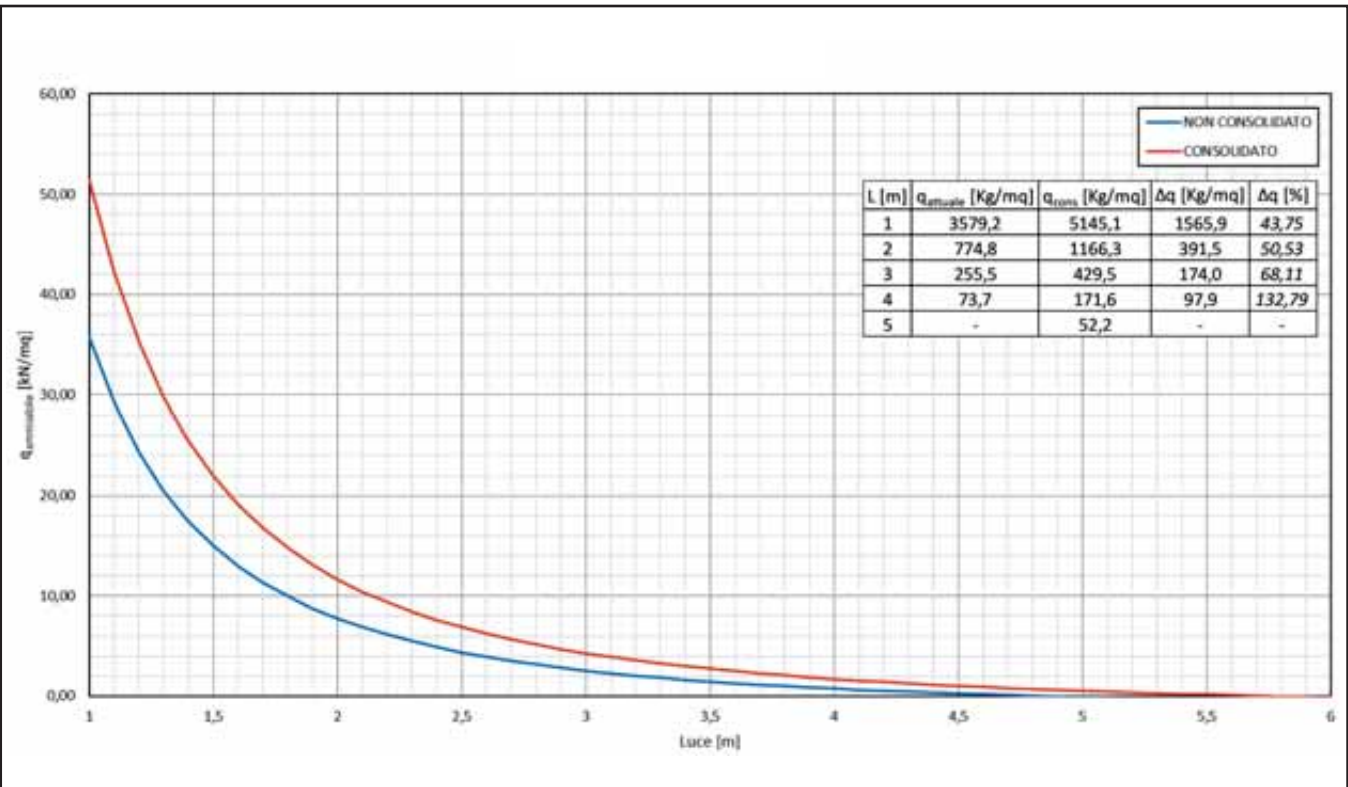
SOLAIO SAP 8 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ 4



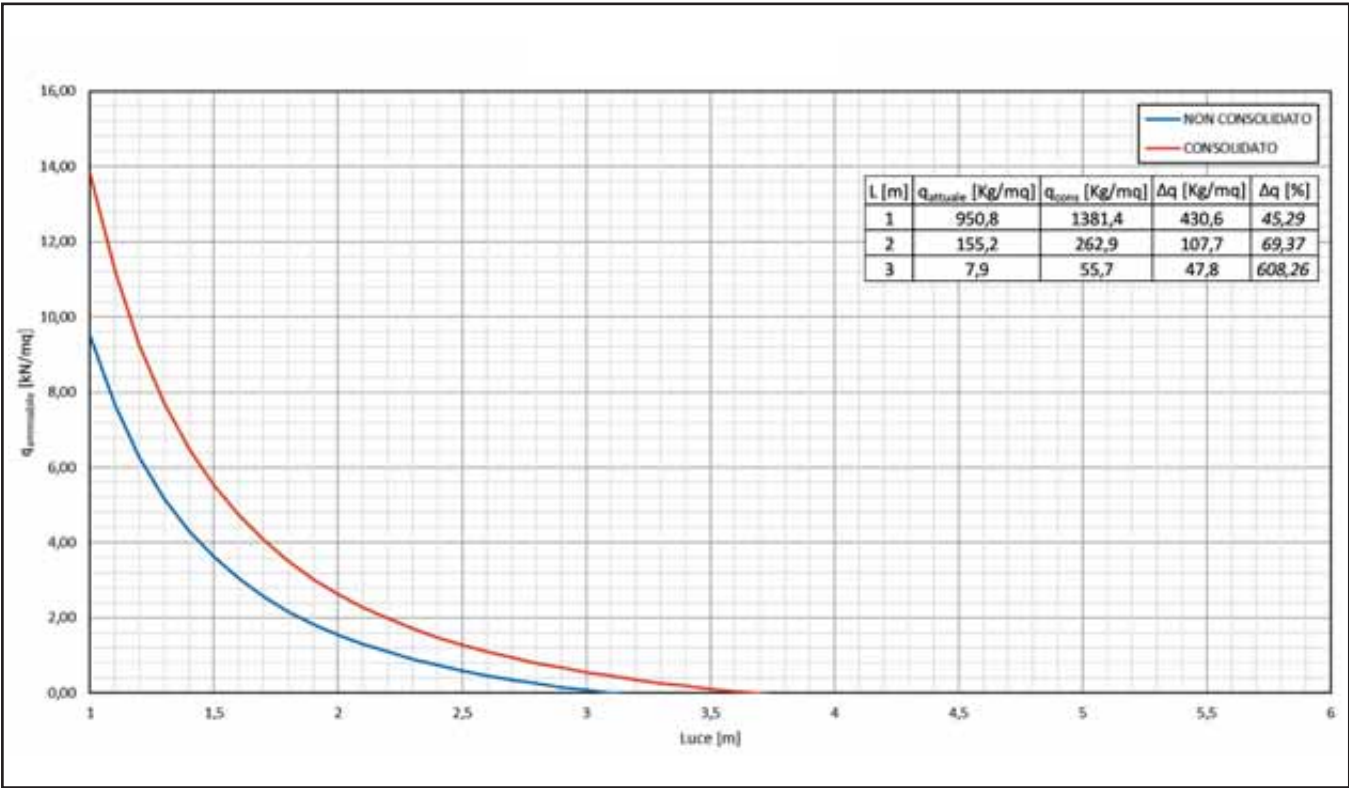
SOLAIO SAP 8 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ5



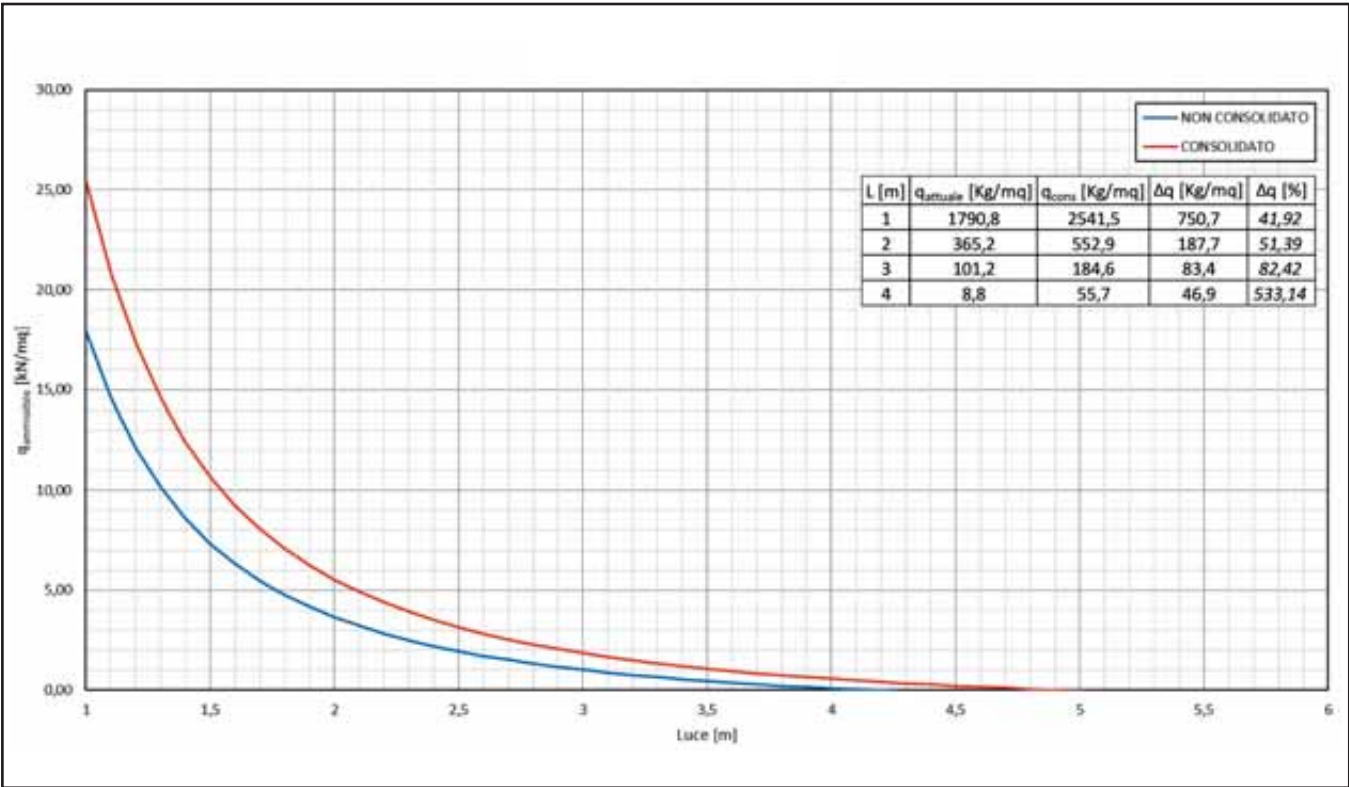
SOLAIO SAP 8 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ6



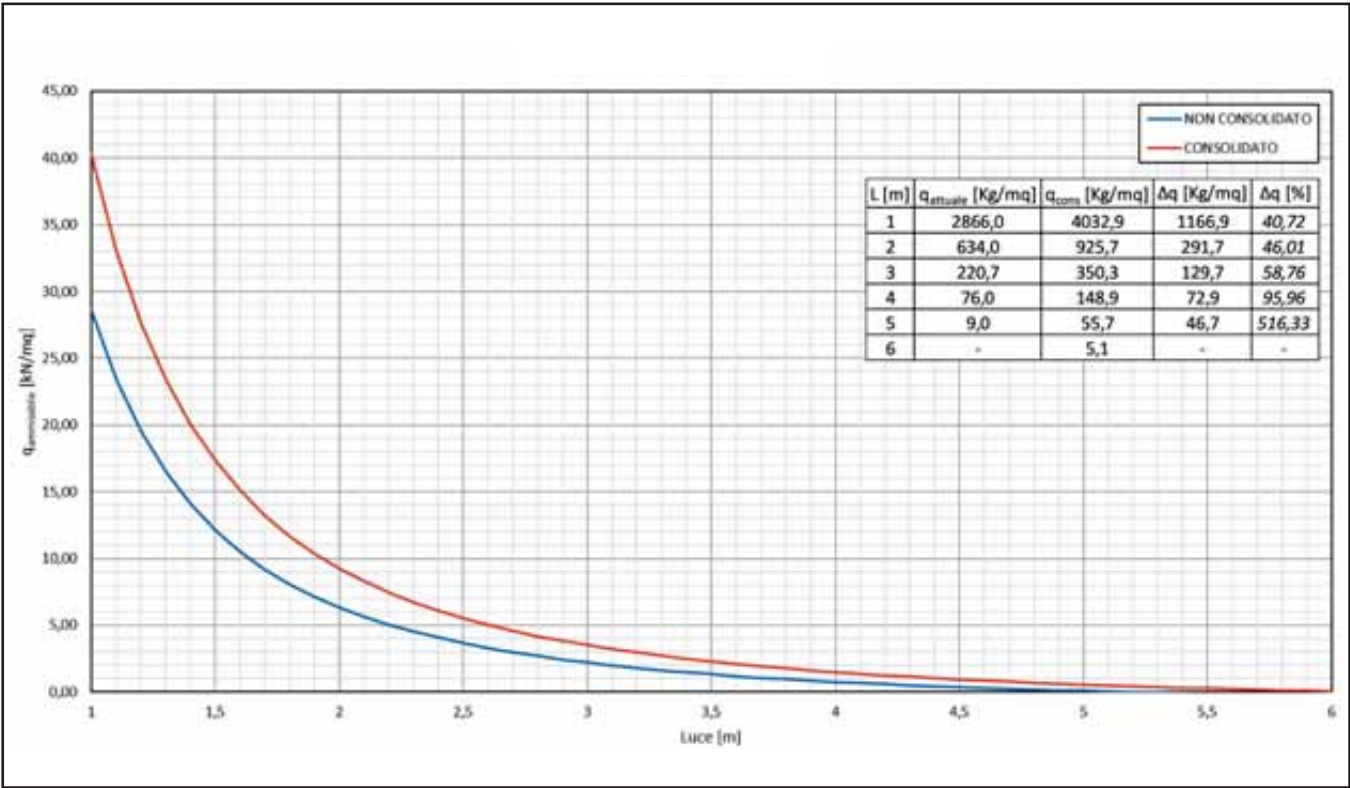
SOLAIO SAP 12, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ 3



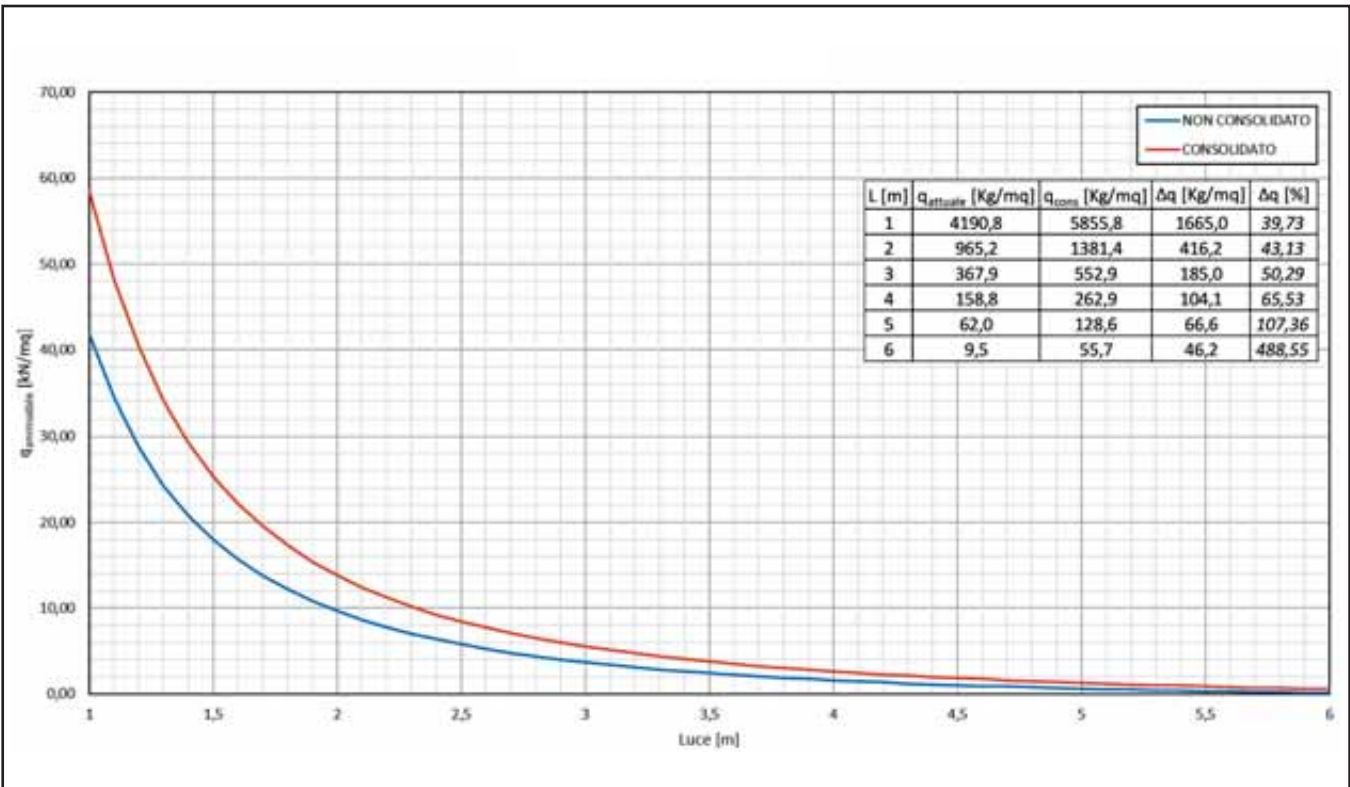
SOLAIO SAP 12, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ 4



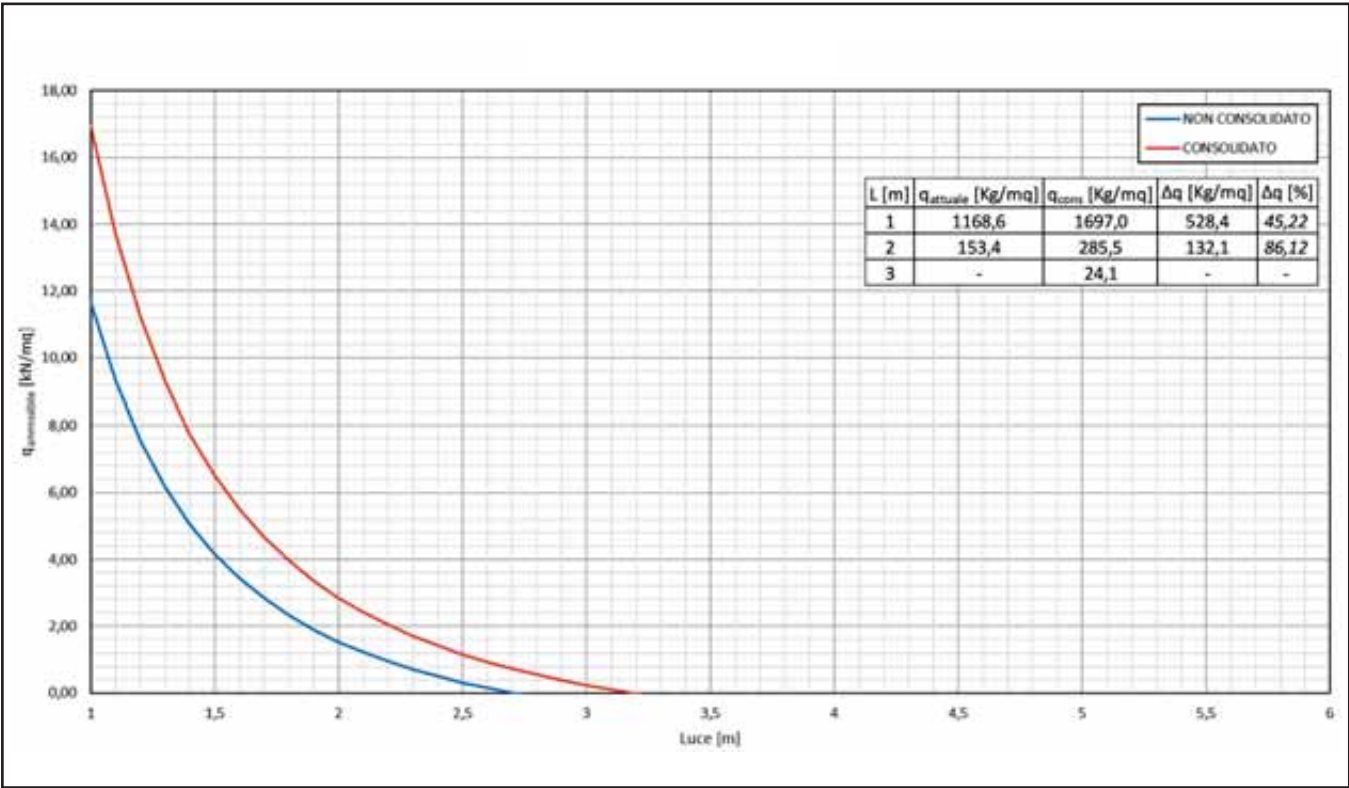
SOLAIO SAP 12, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 5$



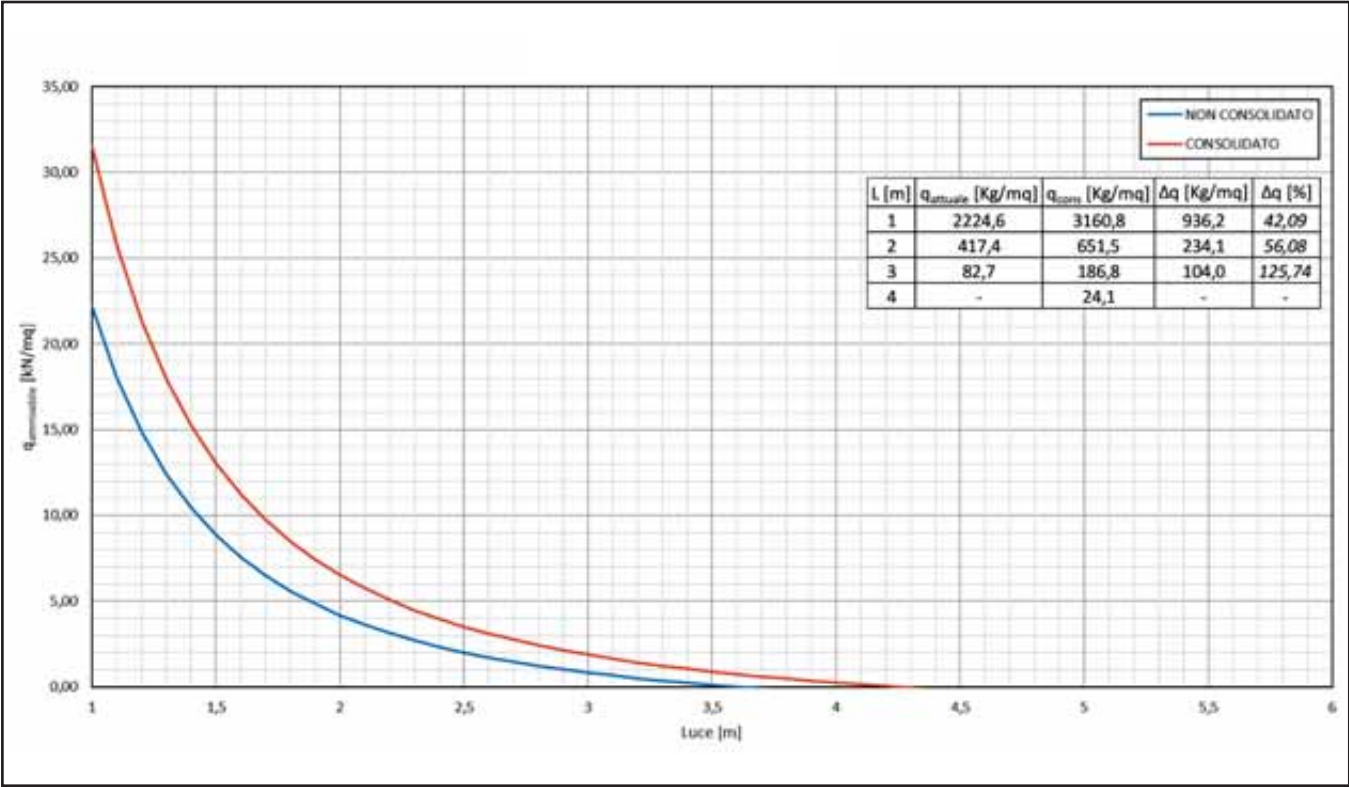
SOLAIO SAP 12, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 6$



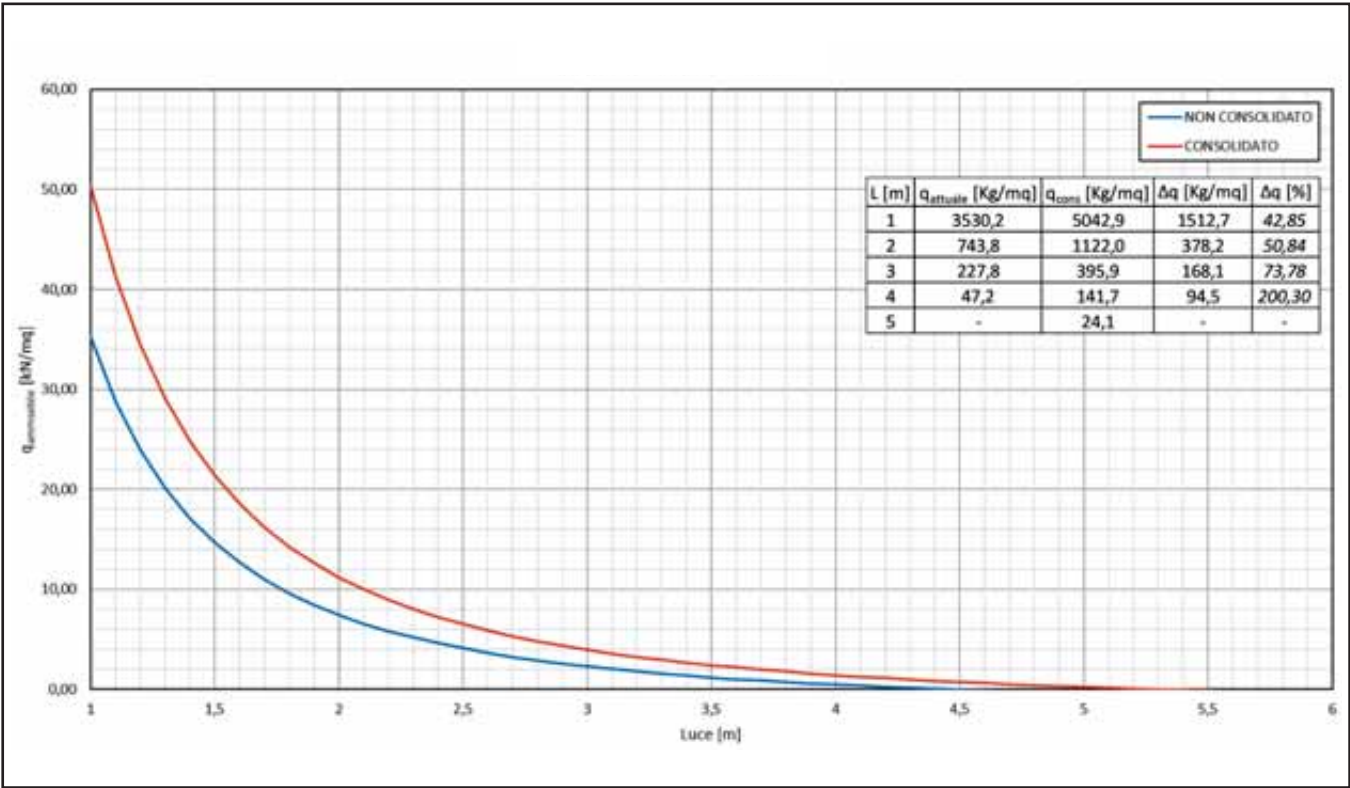
SOLAIO SAP 12 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 3$



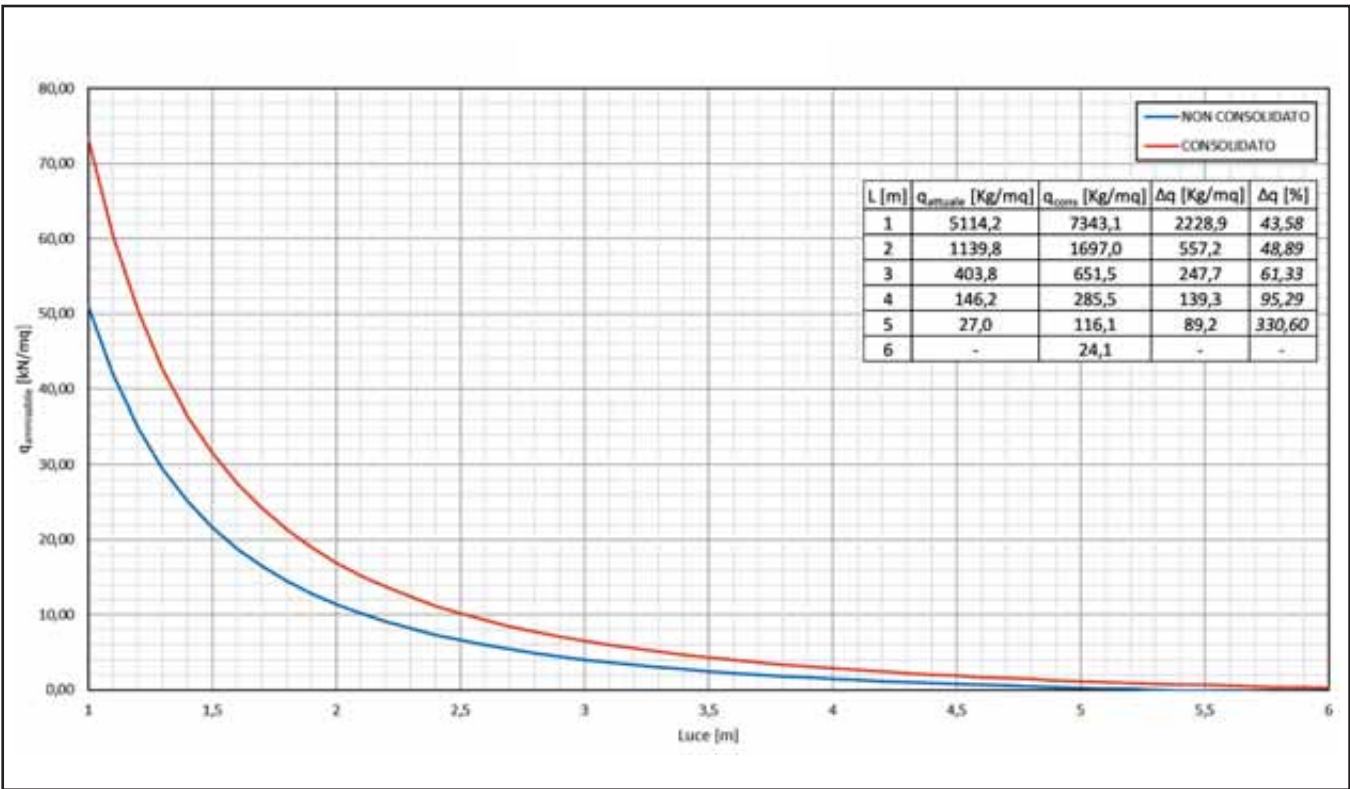
SOLAIO SAP 12 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 4$



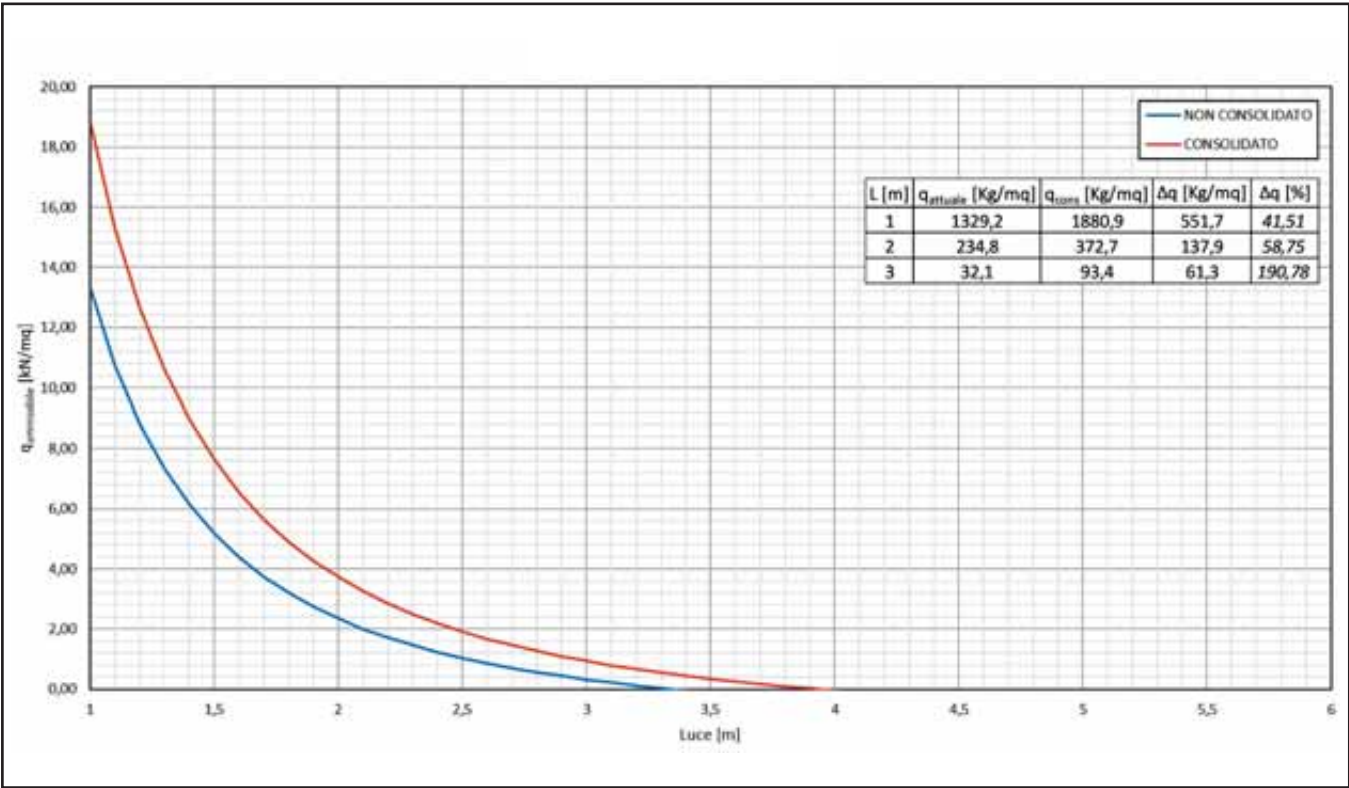
SOLAIO SAP 12 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 5$



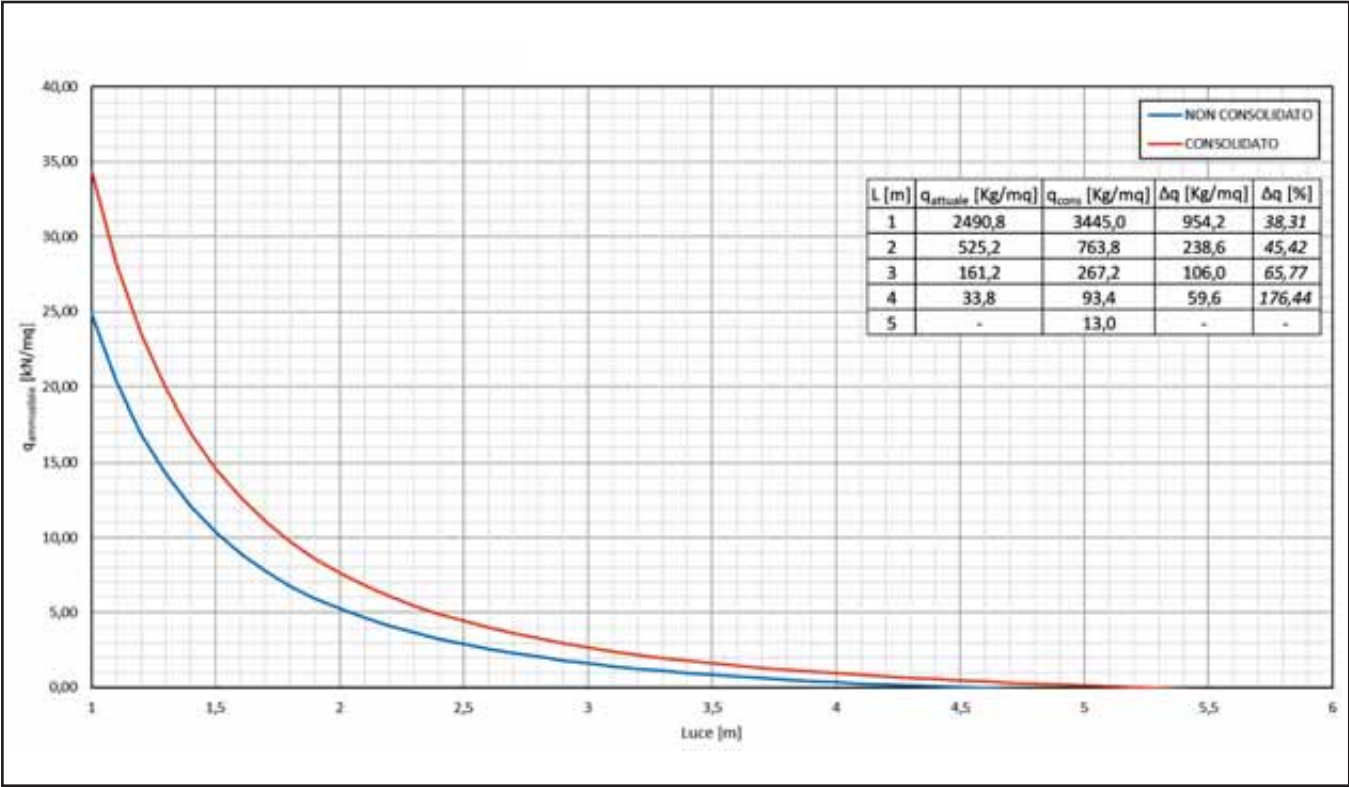
SOLAIO SAP 12 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 6$



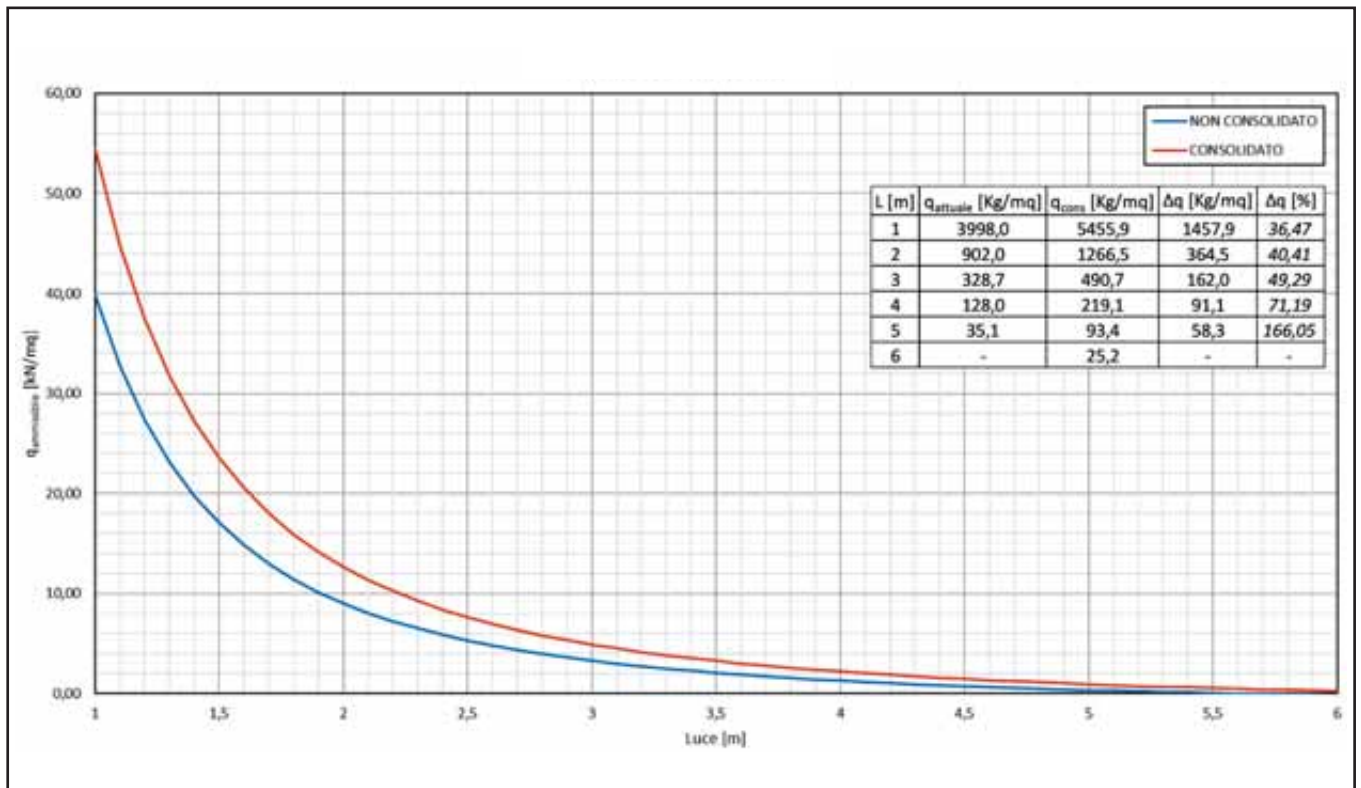
SOLAIO SAP 16, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ3



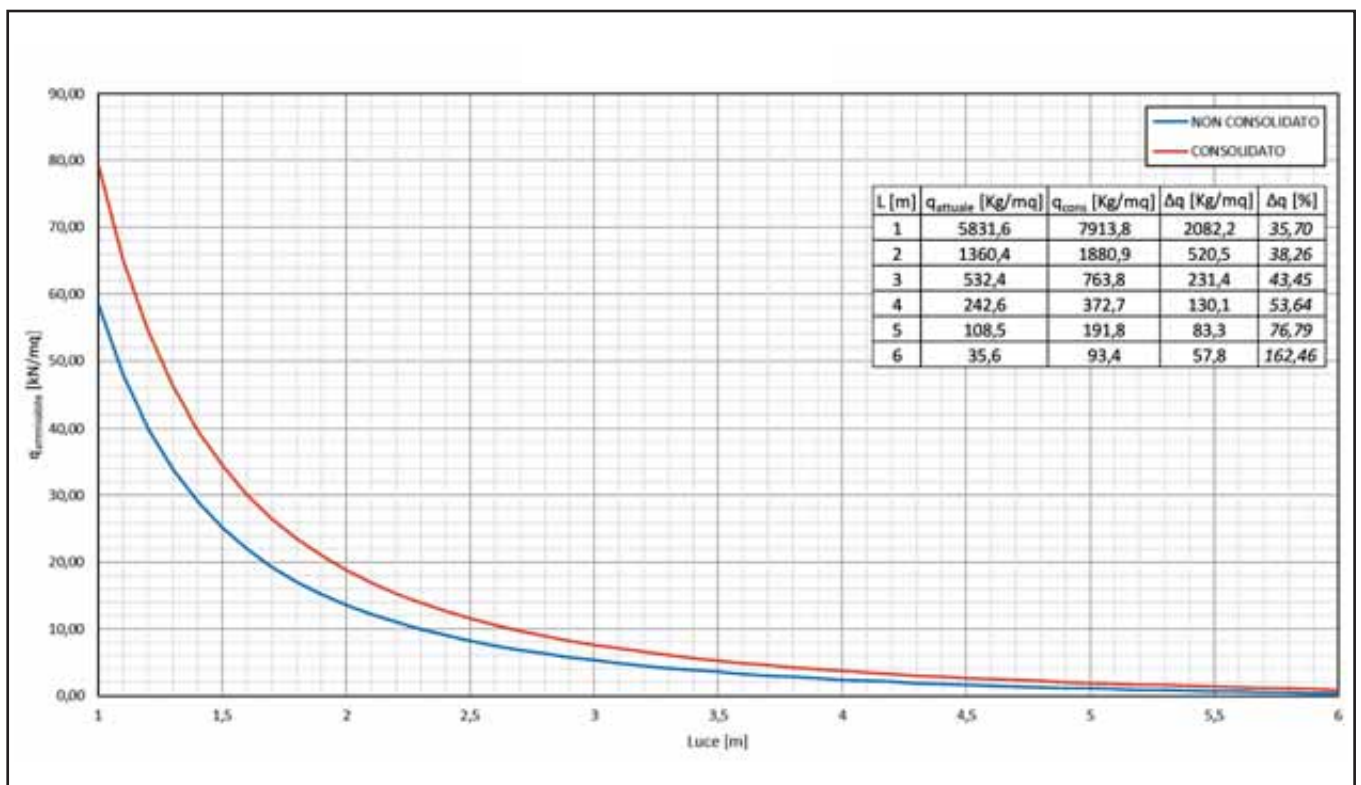
SOLAIO SAP 16, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ4



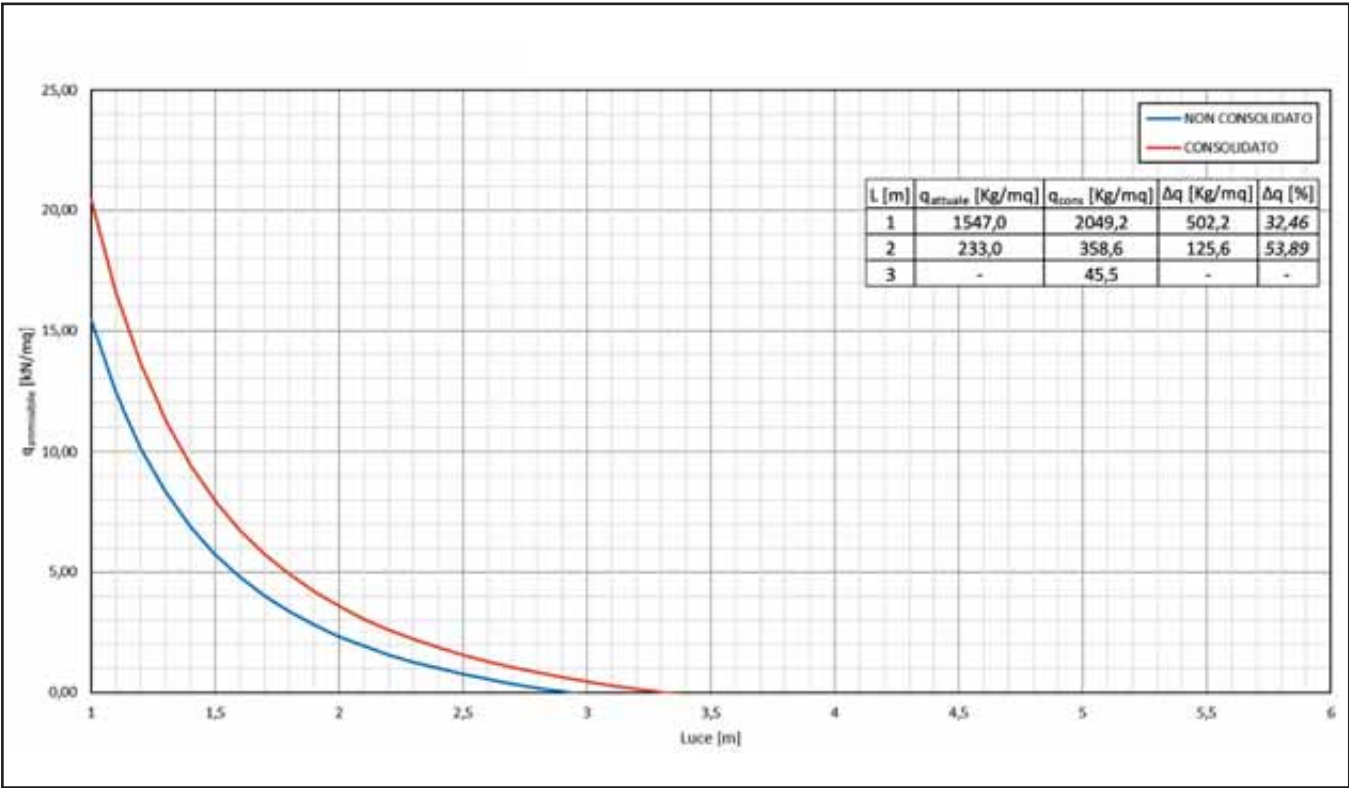
SOLAIO SAP 16, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 5$



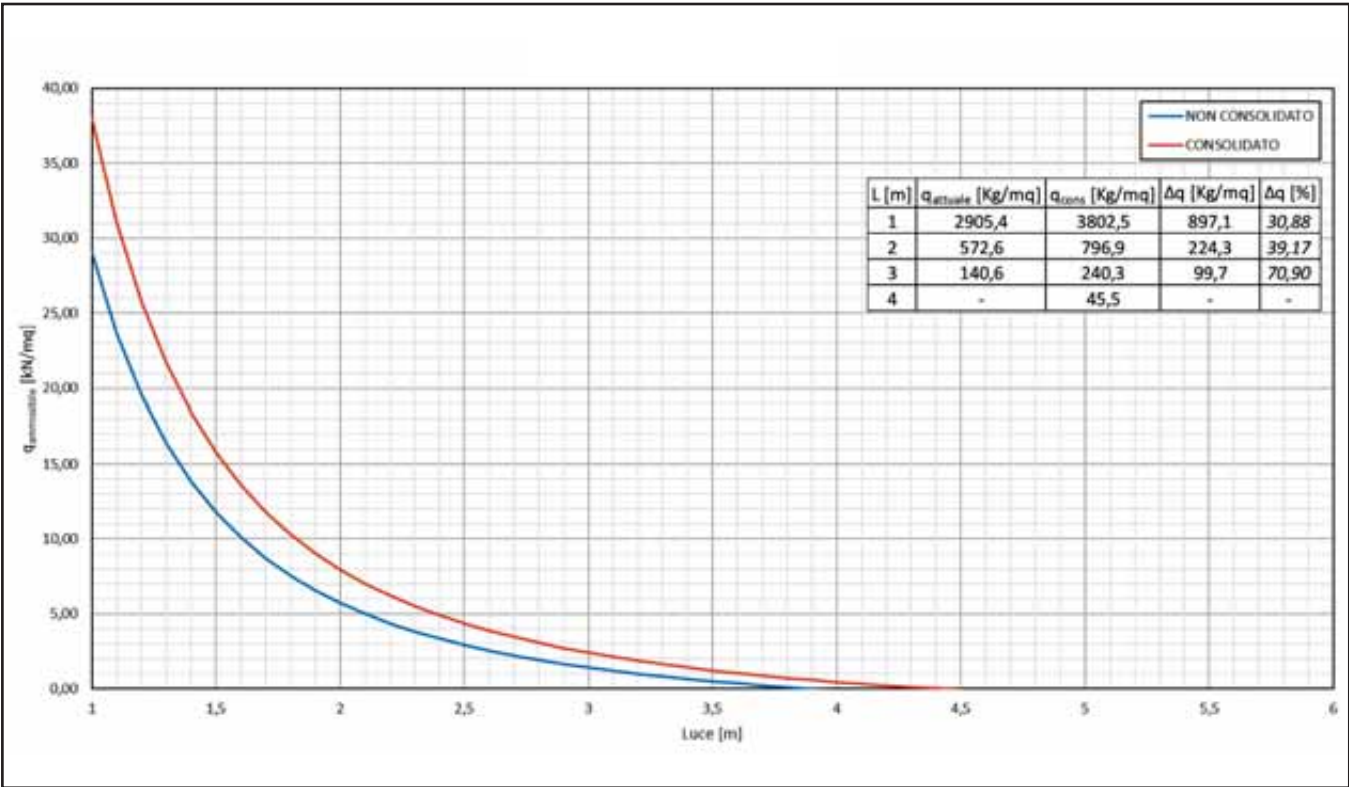
SOLAIO SAP 16, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 6$



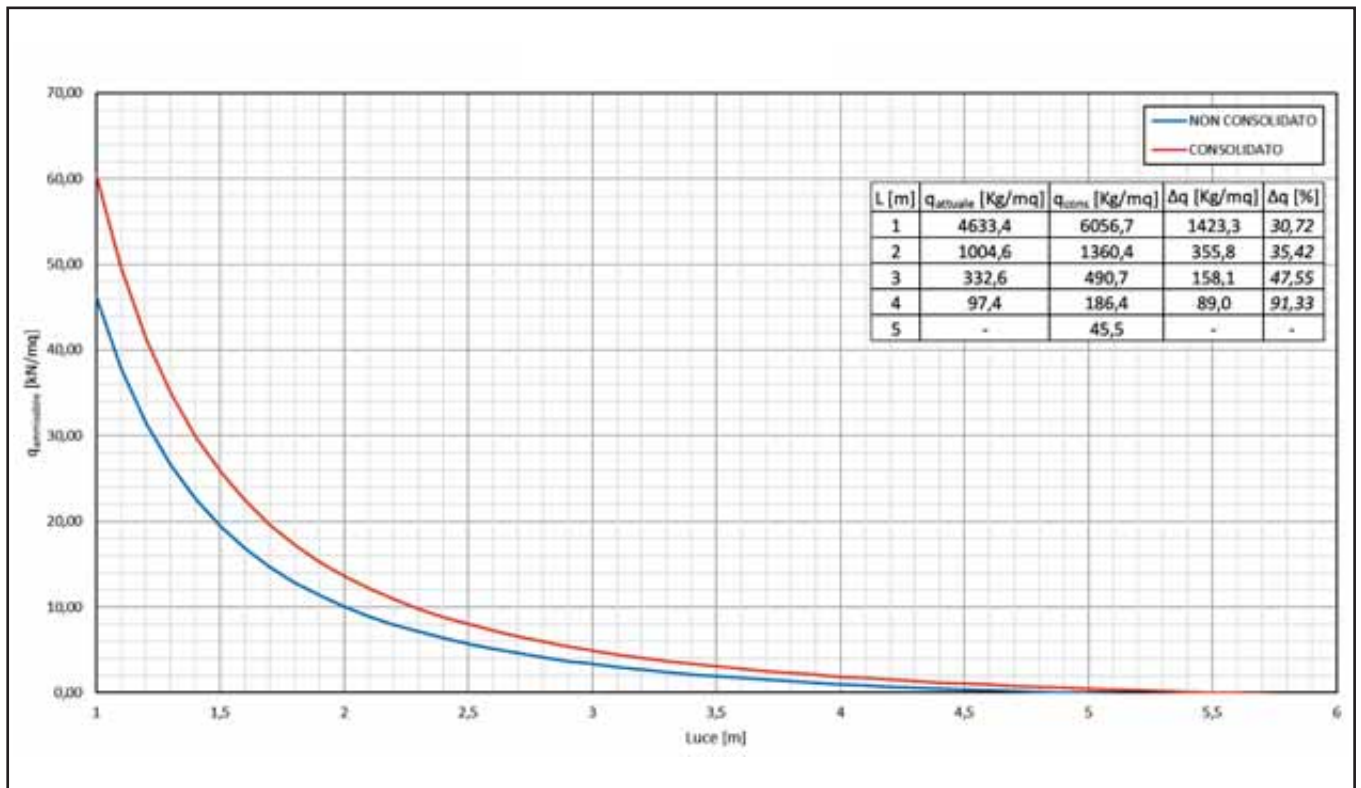
SOLAIO SAP 16 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 3$



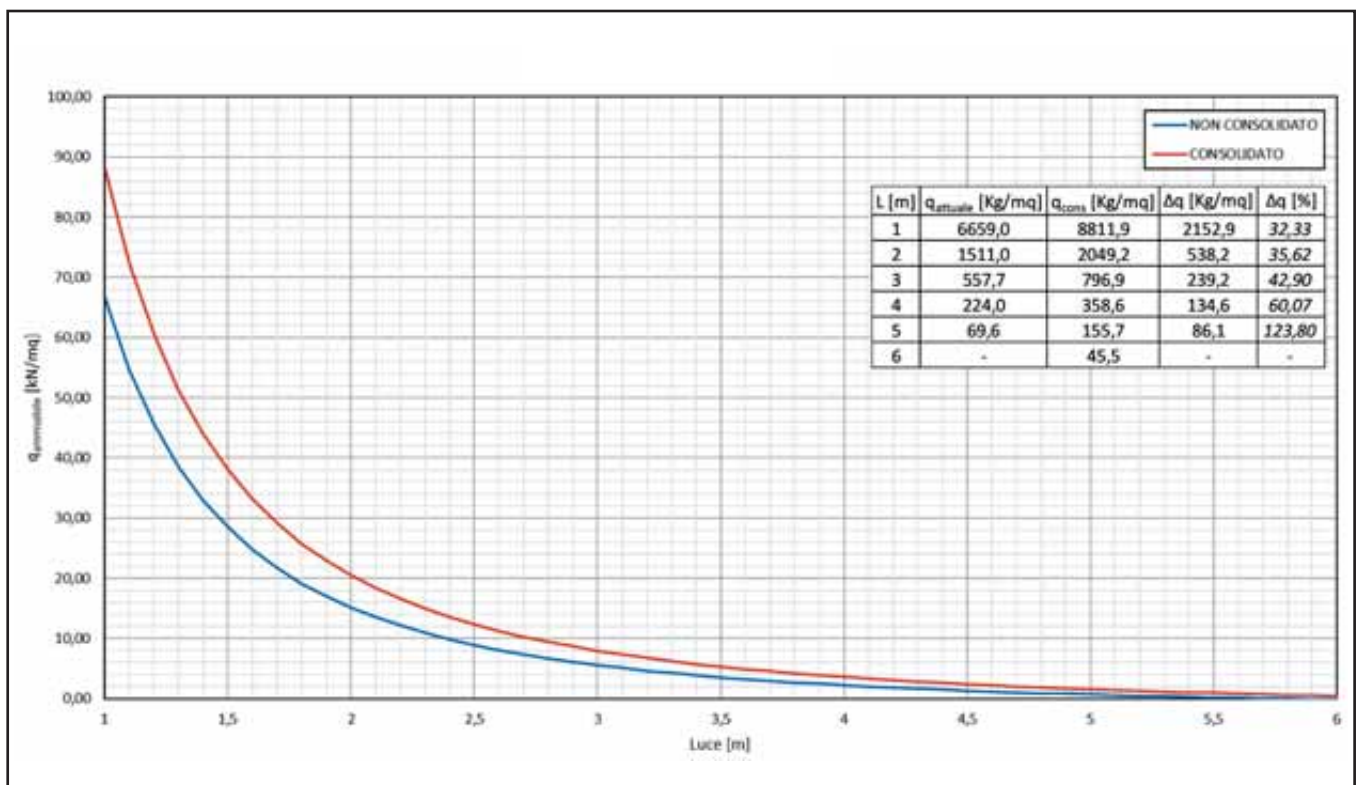
SOLAIO SAP 16 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 4$



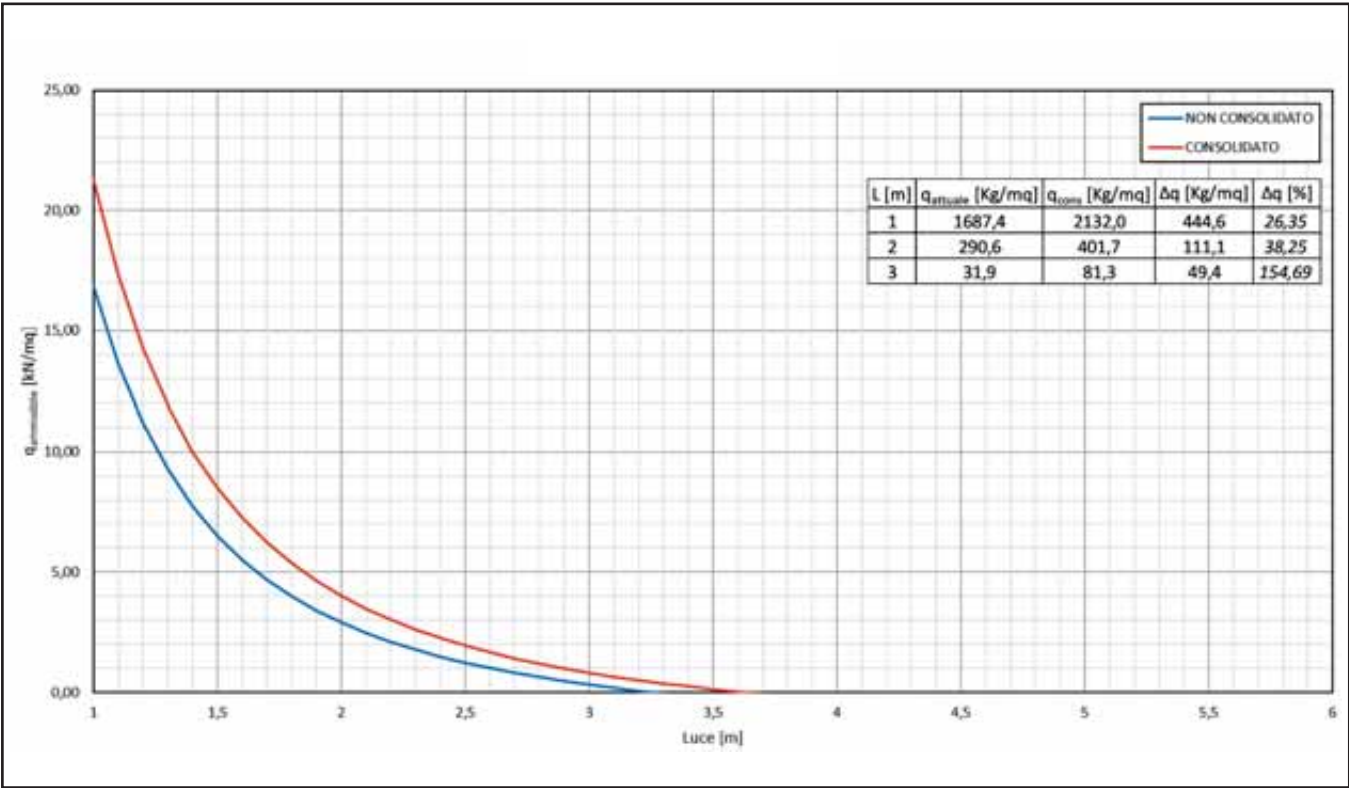
SOLAIO SAP 16 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 5$



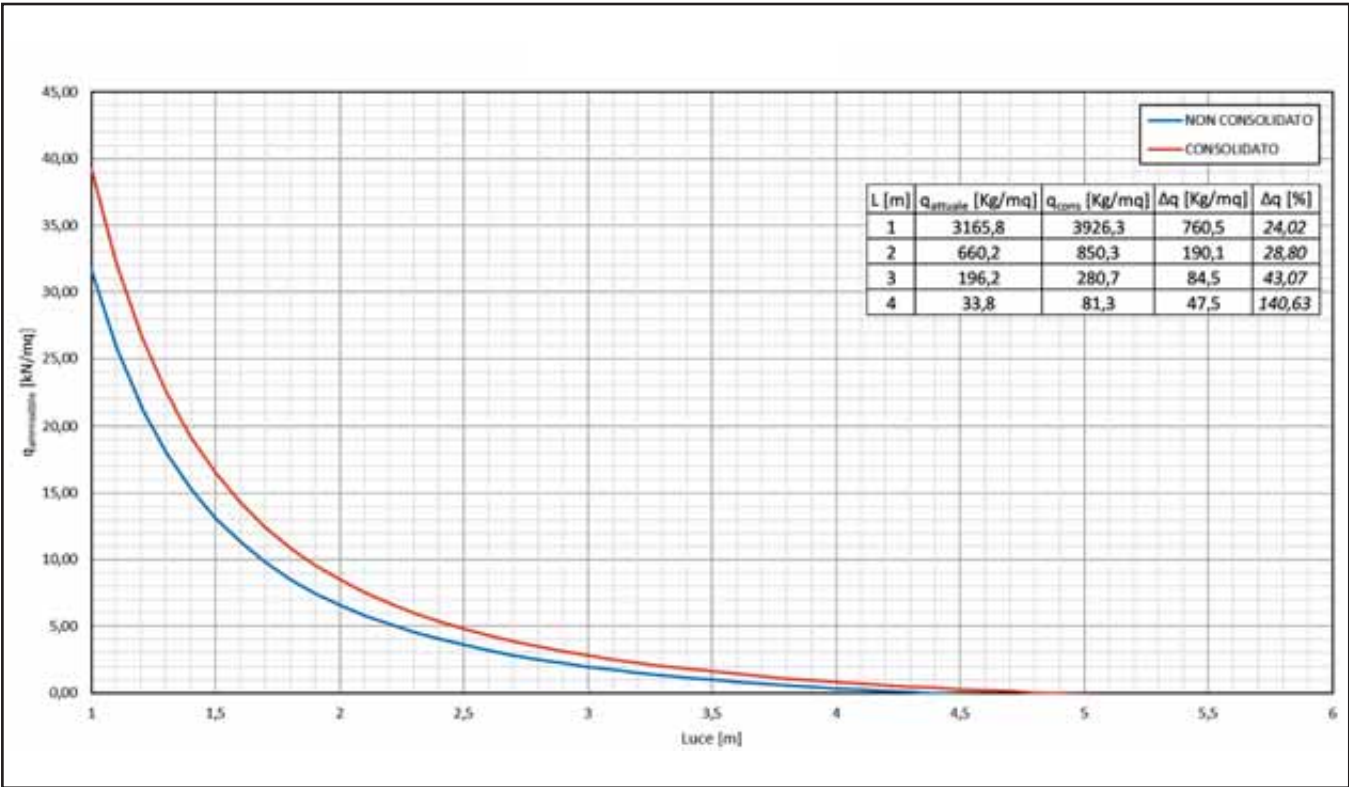
SOLAIO SAP 16 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 6$



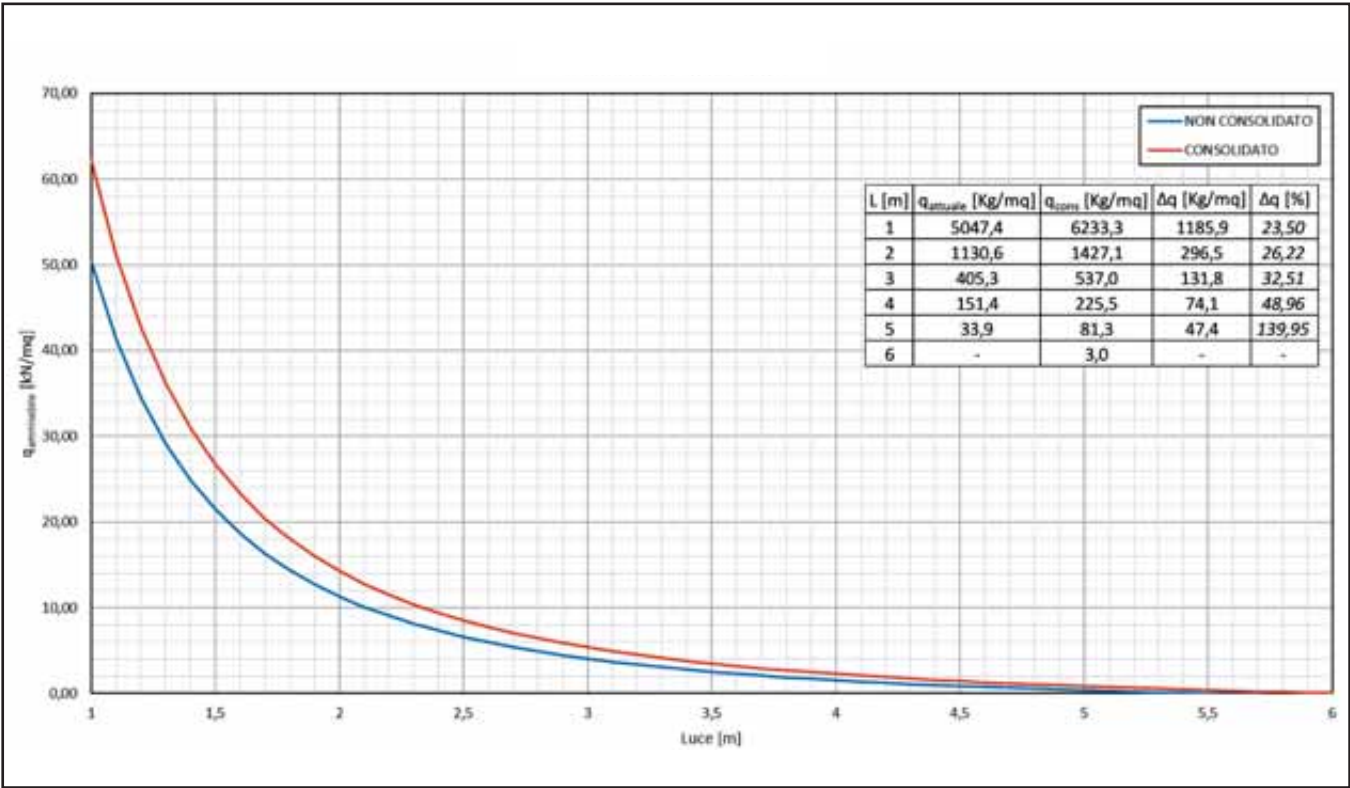
SOLAIO SAP 20, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 3$



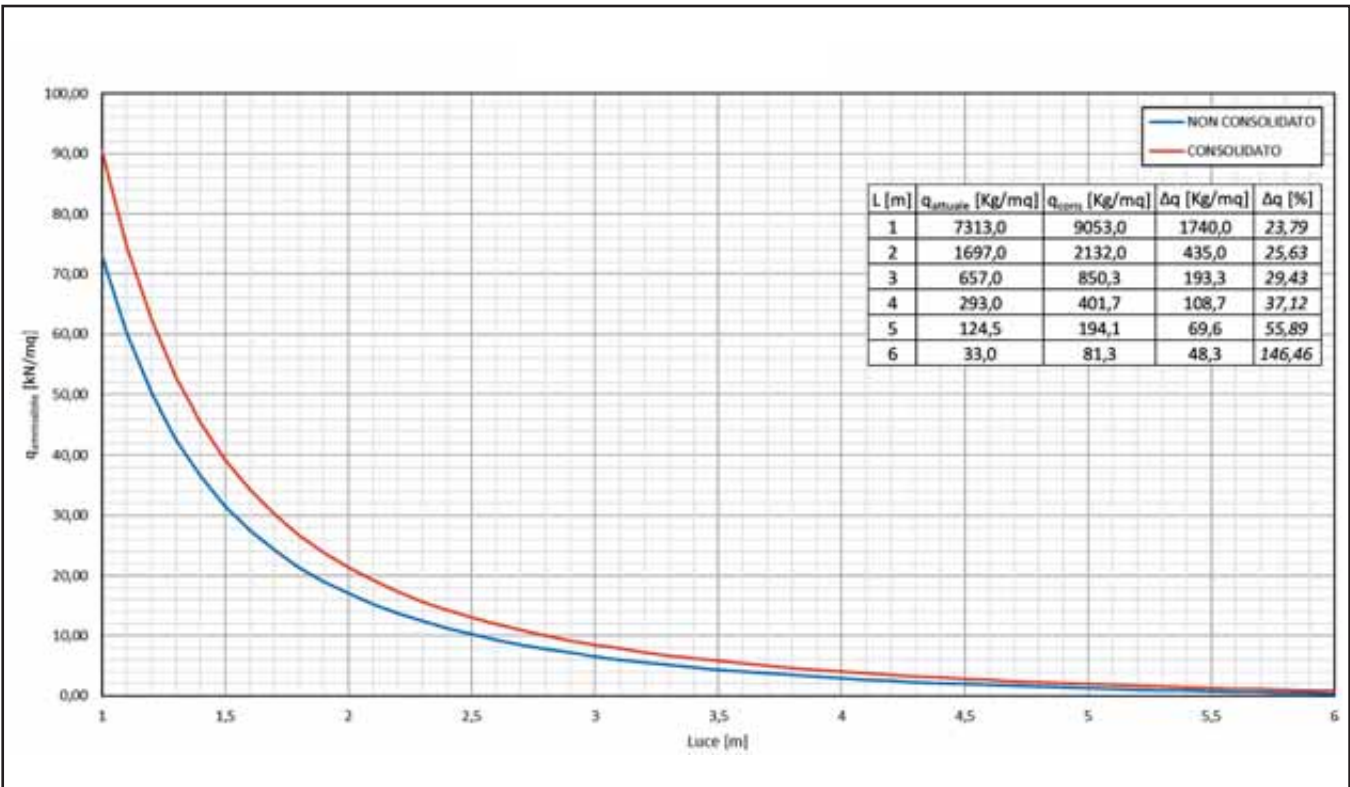
SOLAIO SAP 20, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 4$



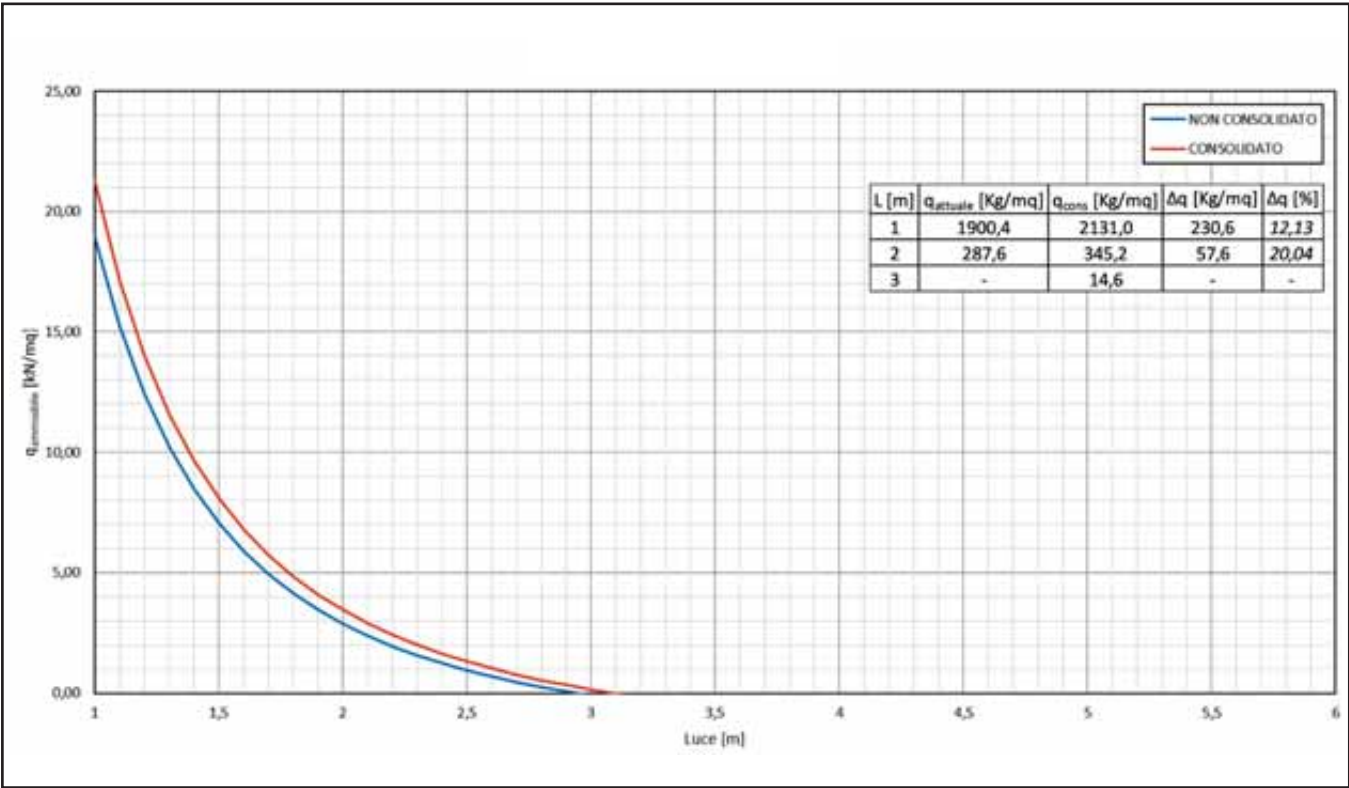
SOLAIO SAP 20, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 5$



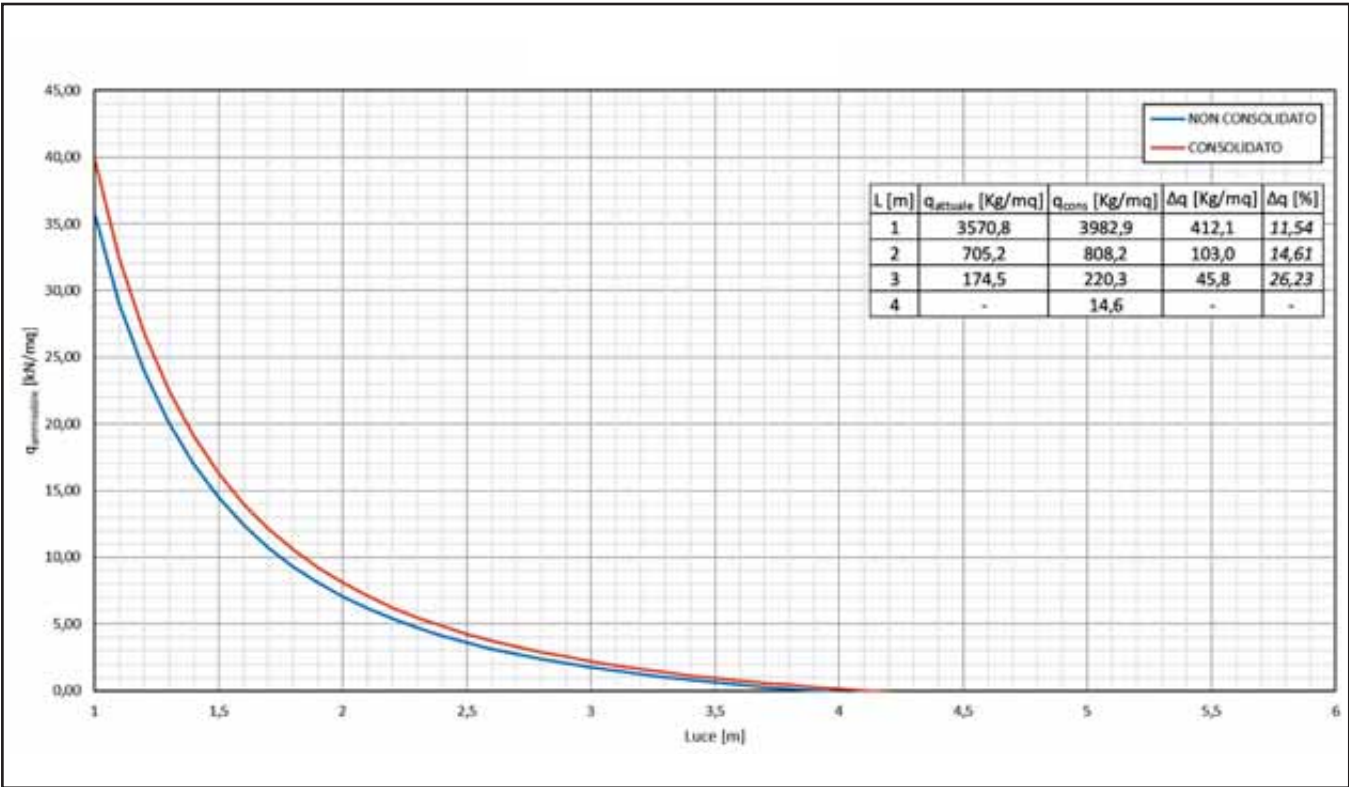
SOLAIO SAP 20, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 6$



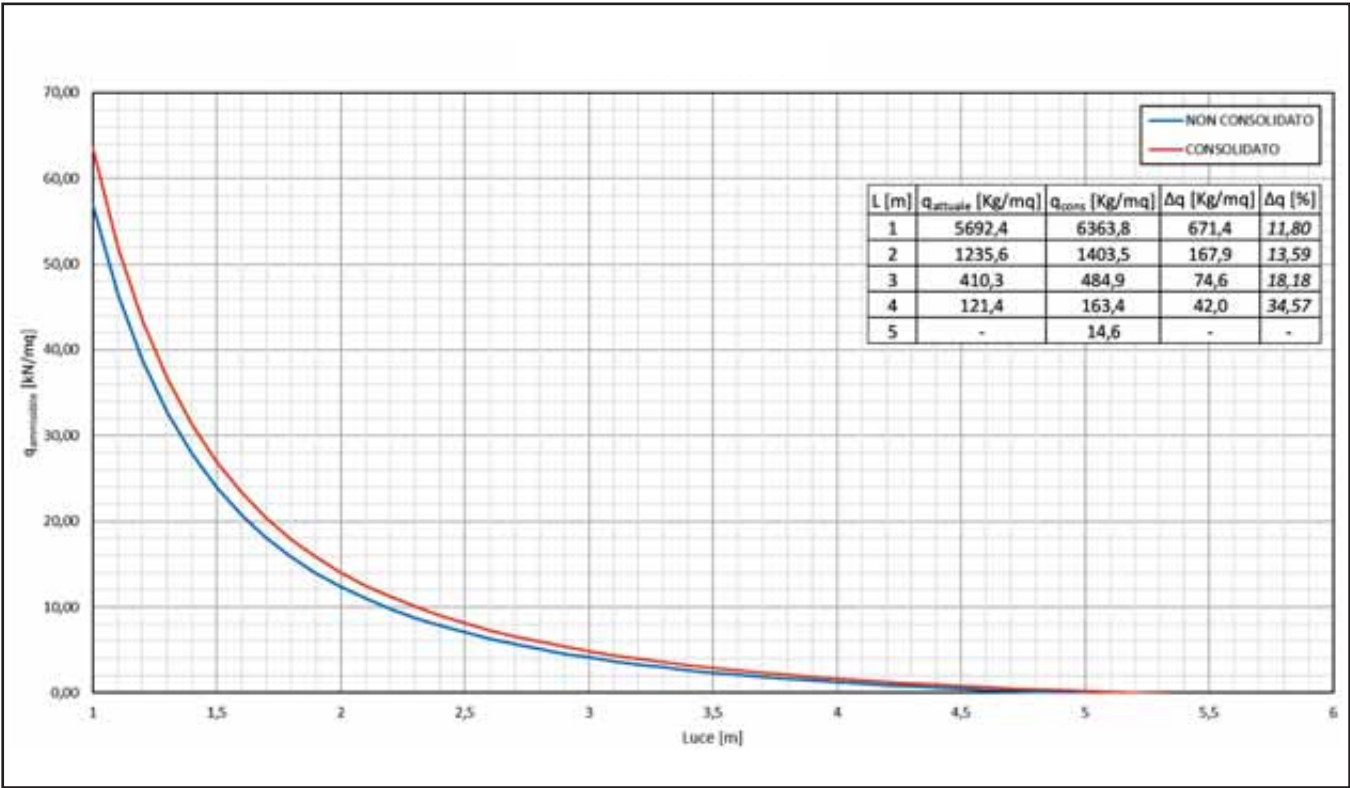
SOLAIO SAP 20 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ3



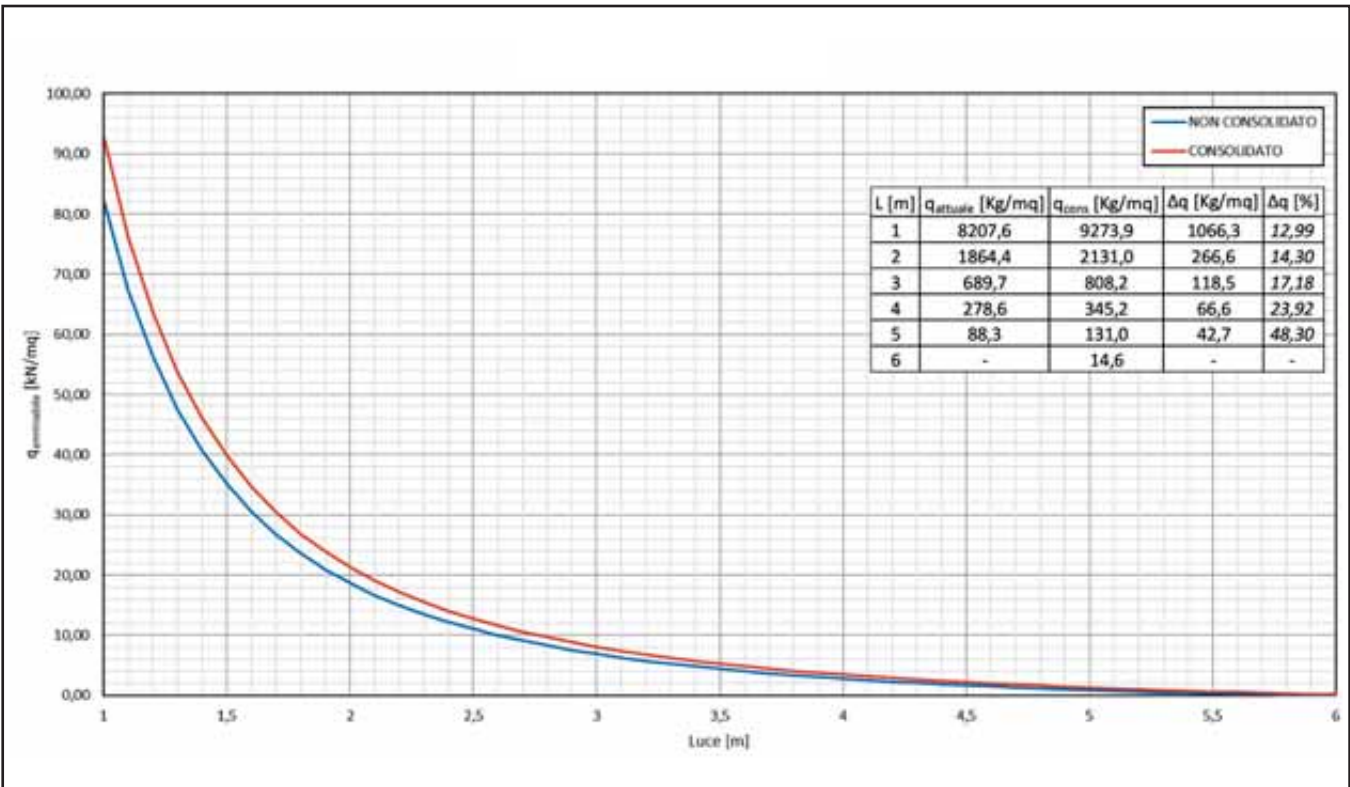
SOLAIO SAP 20 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 ϕ4



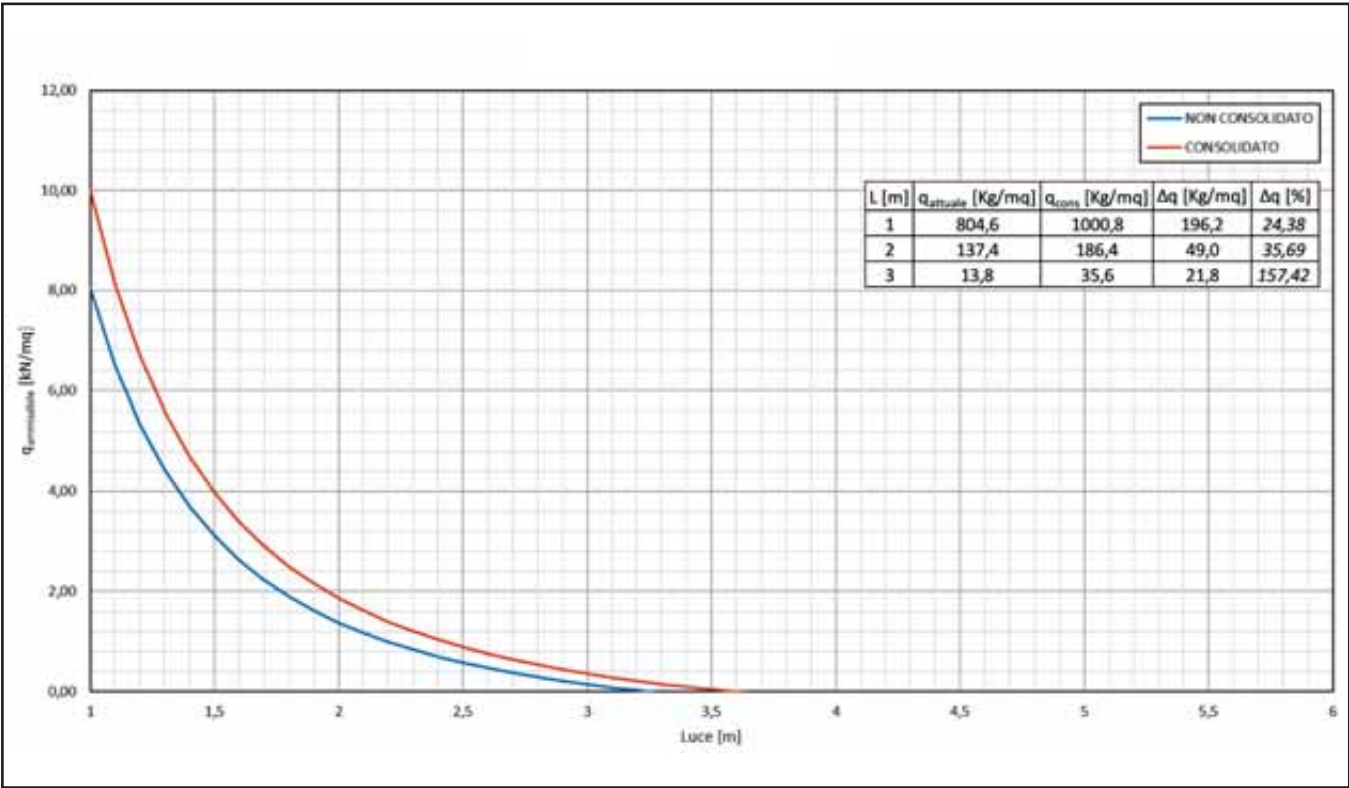
SOLAIO SAP 20 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 5$



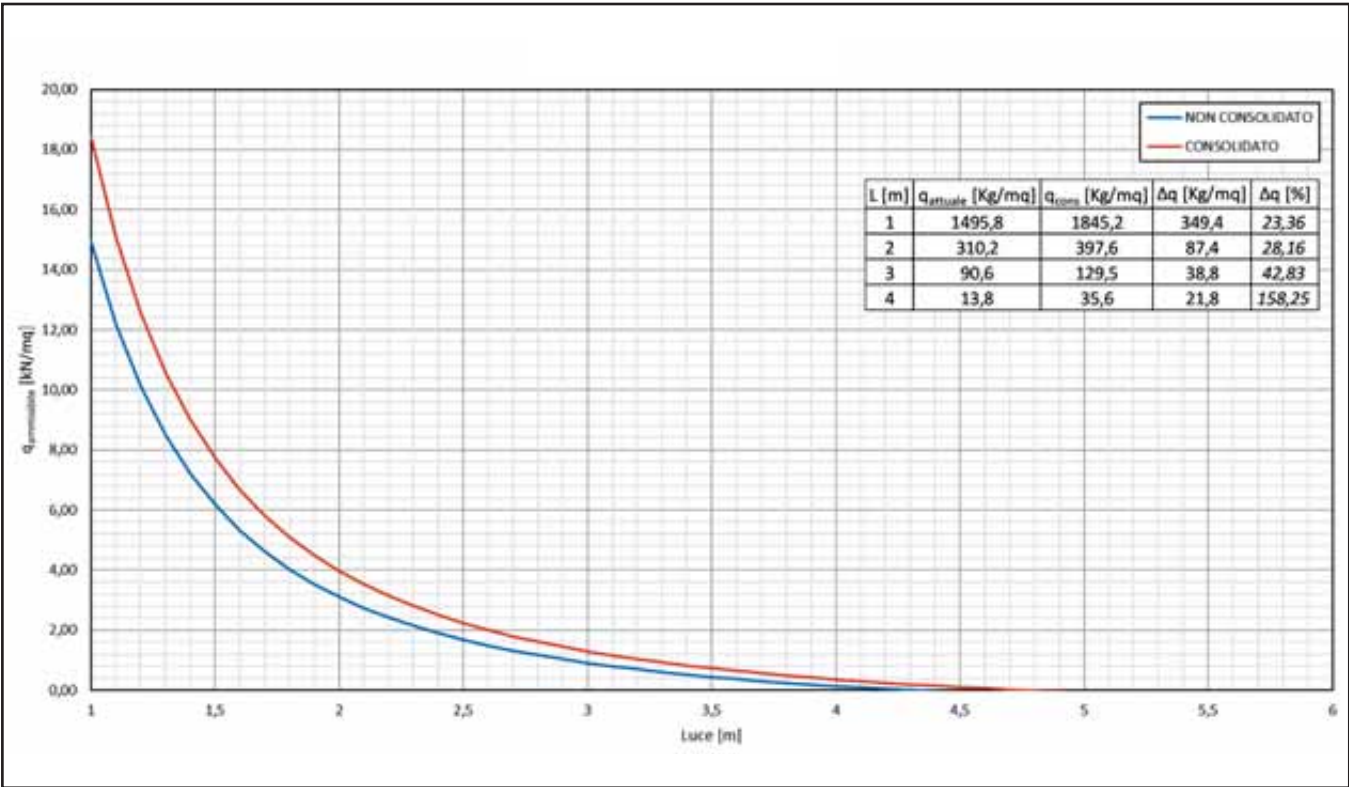
SOLAIO SAP 20 + 3, ACCIAIO FeB22K CON 3 $\phi 6$



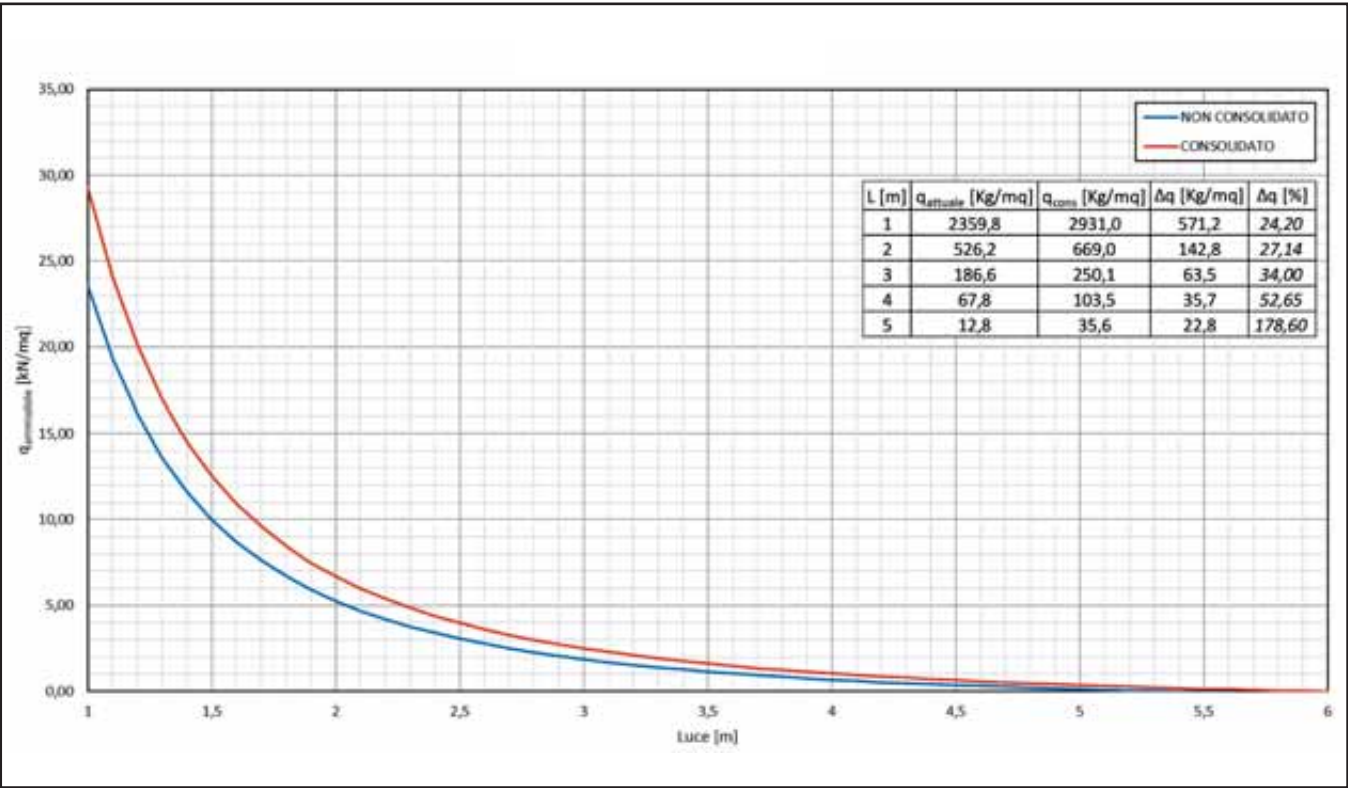
SOLAIO SAP 8, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 3$



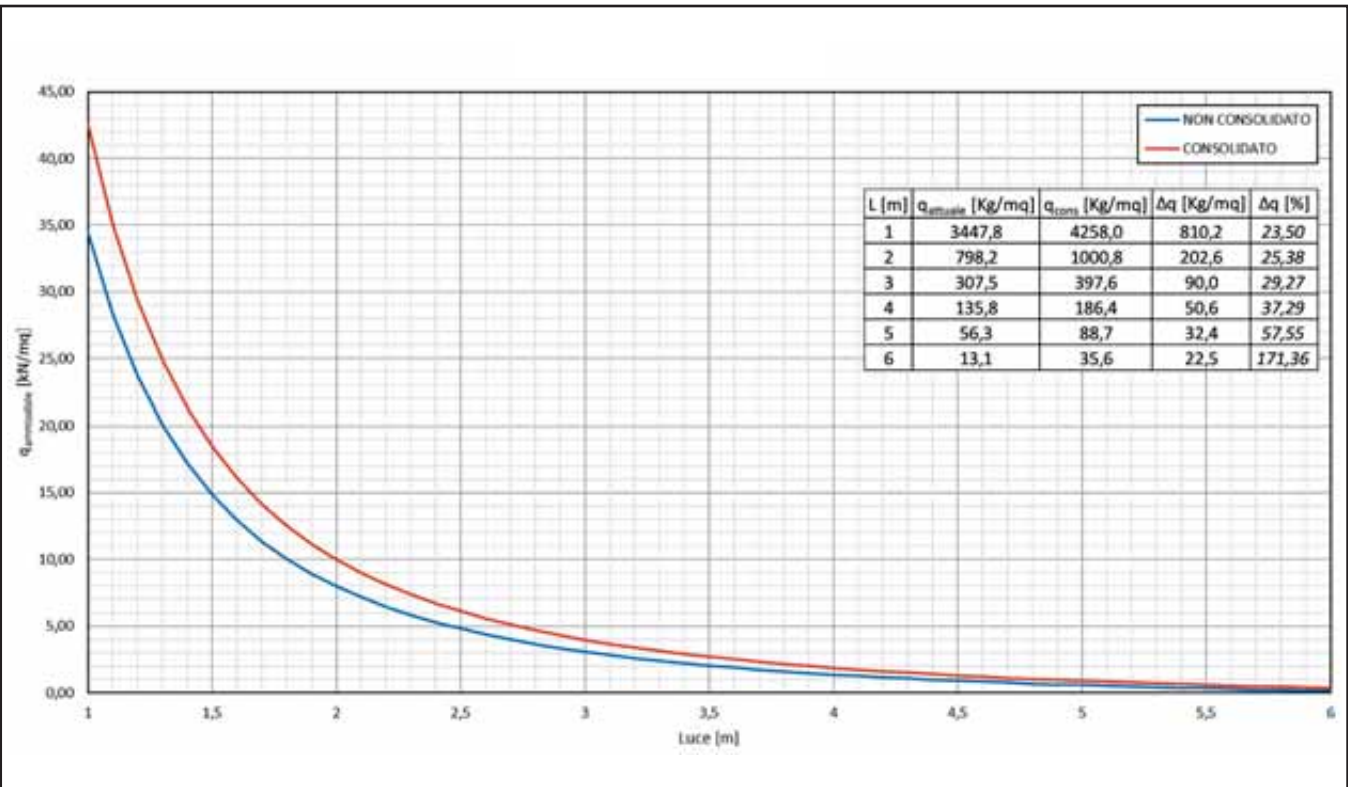
SOLAIO SAP 8, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 4$



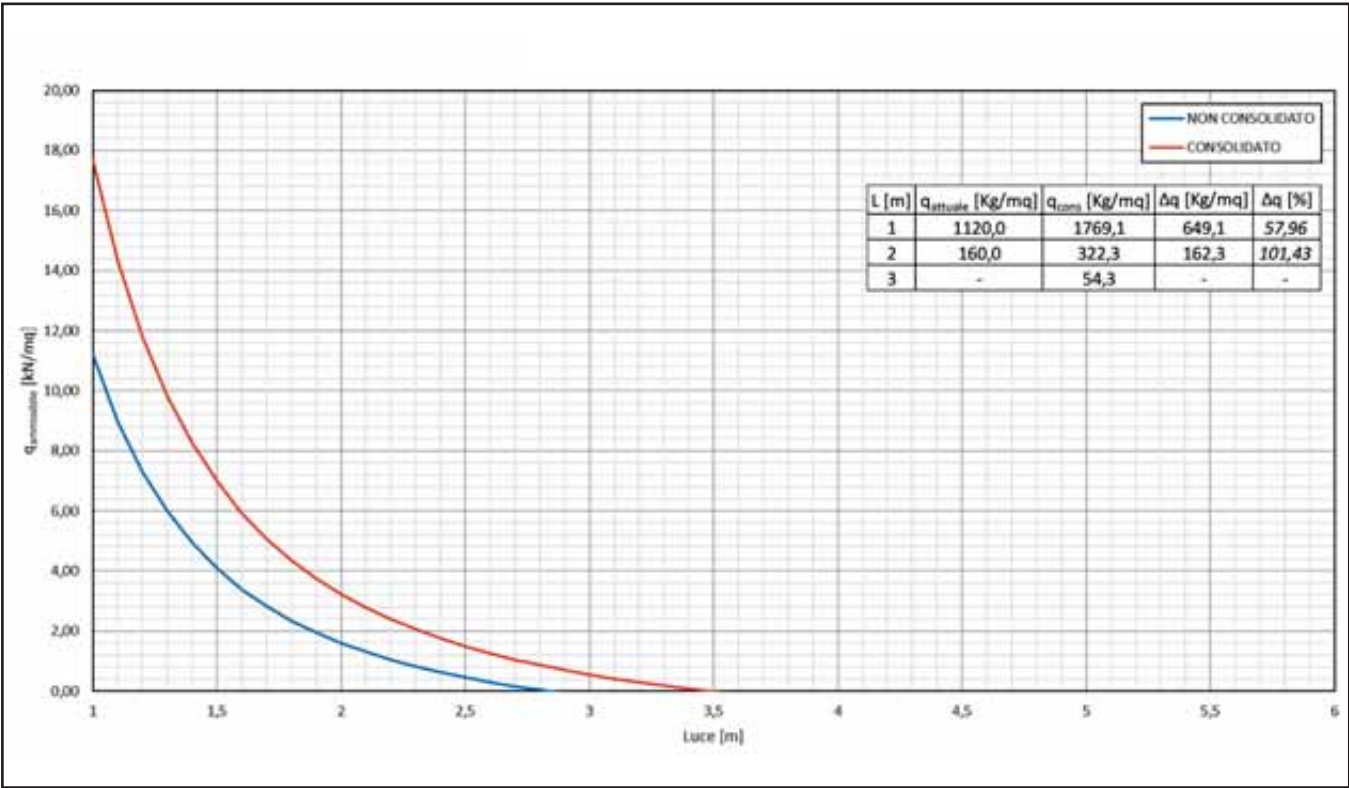
SOLAIO SAP 8, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ5



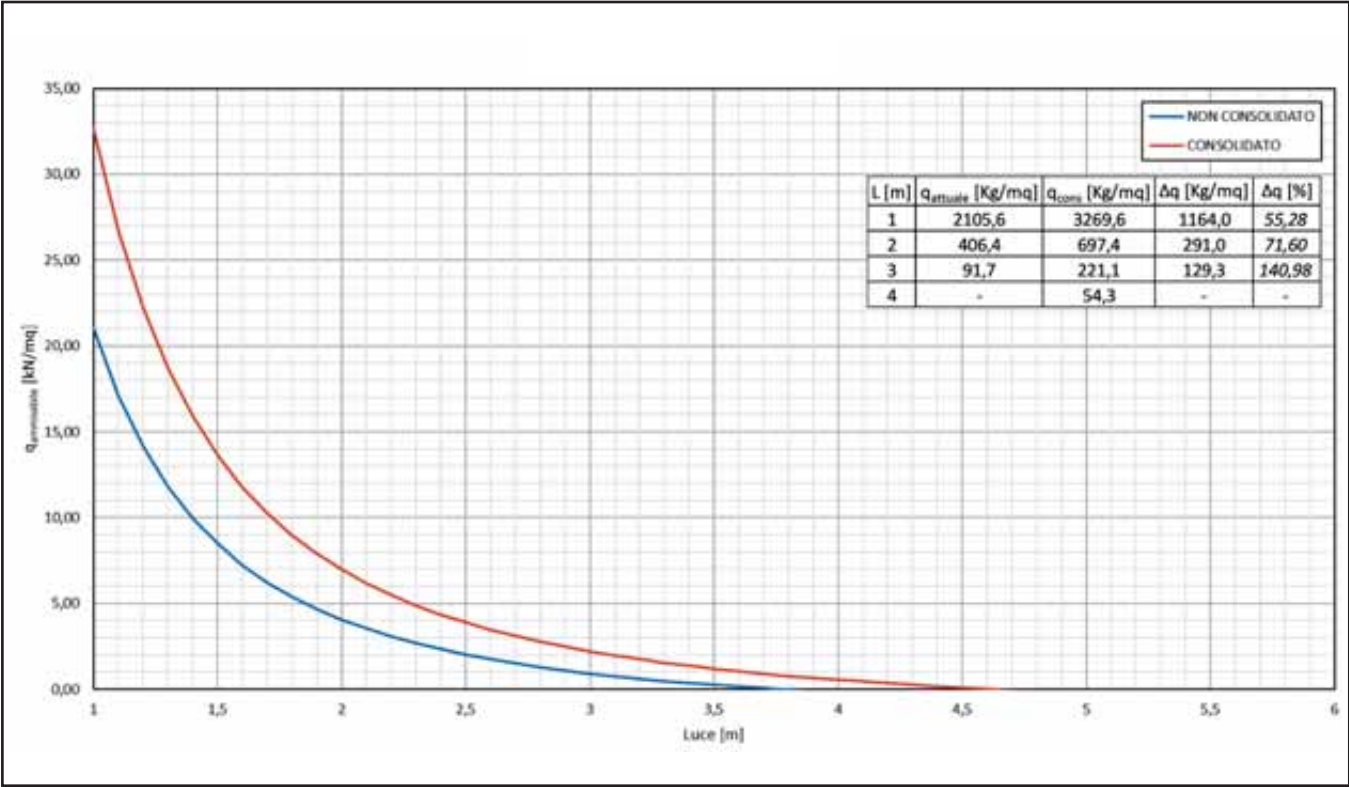
SOLAIO SAP 8, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ6



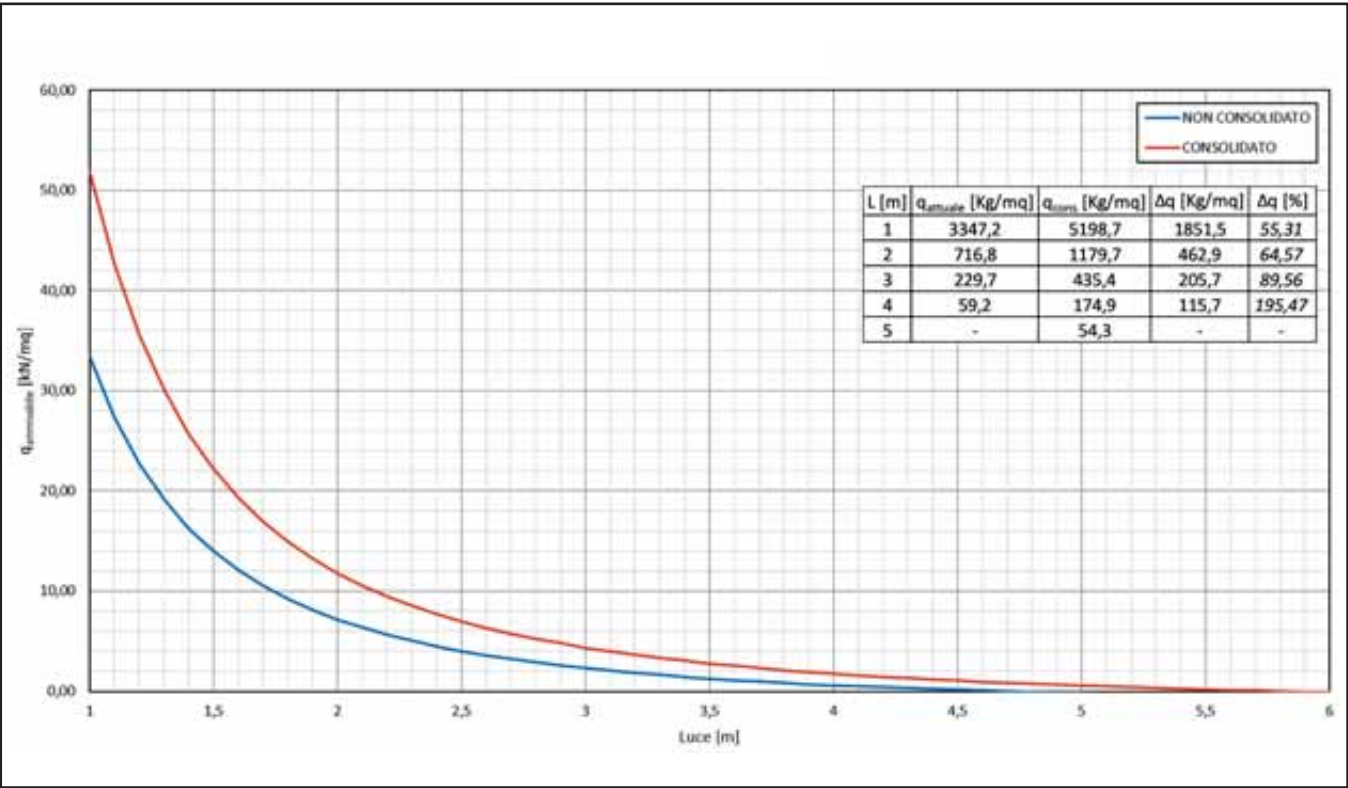
SOLAIO SAP 8 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ 3



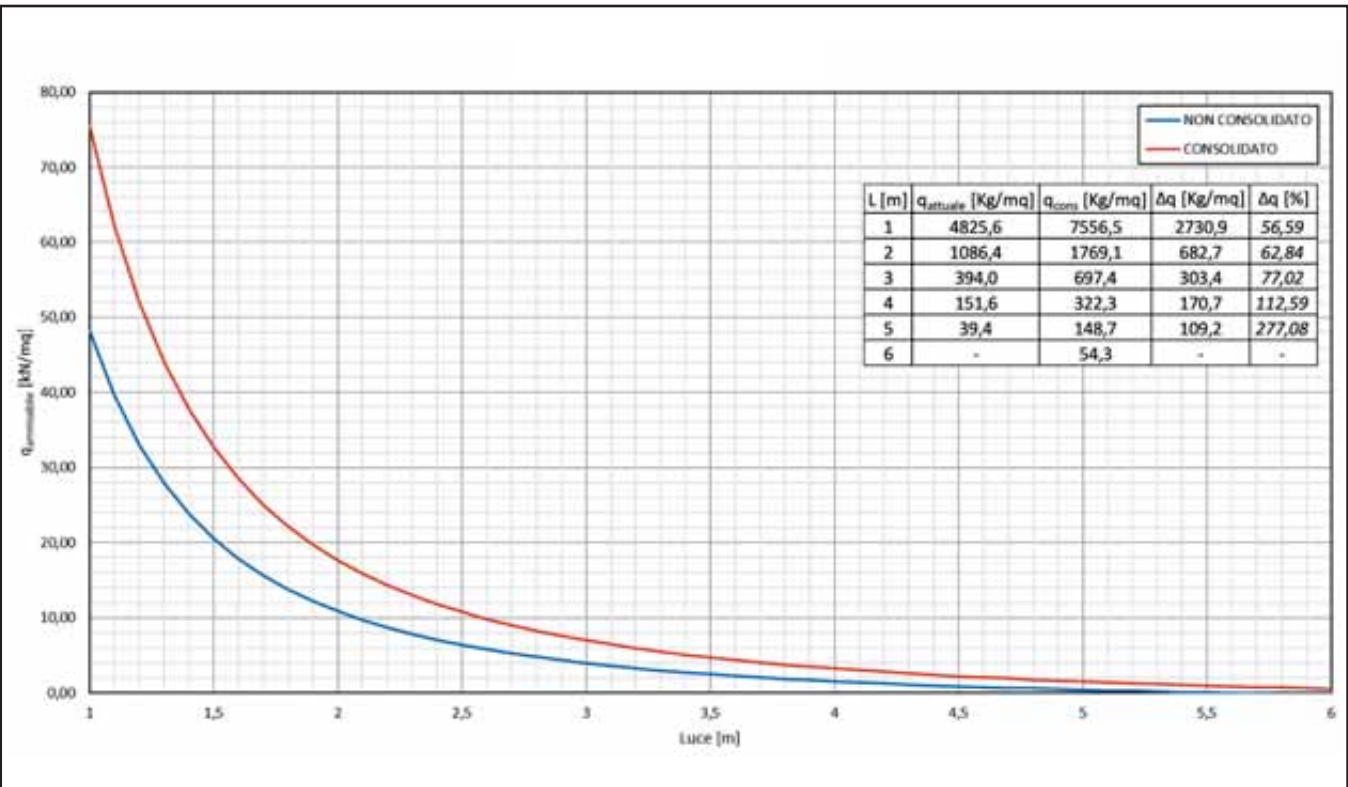
SOLAIO SAP 8 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ 4



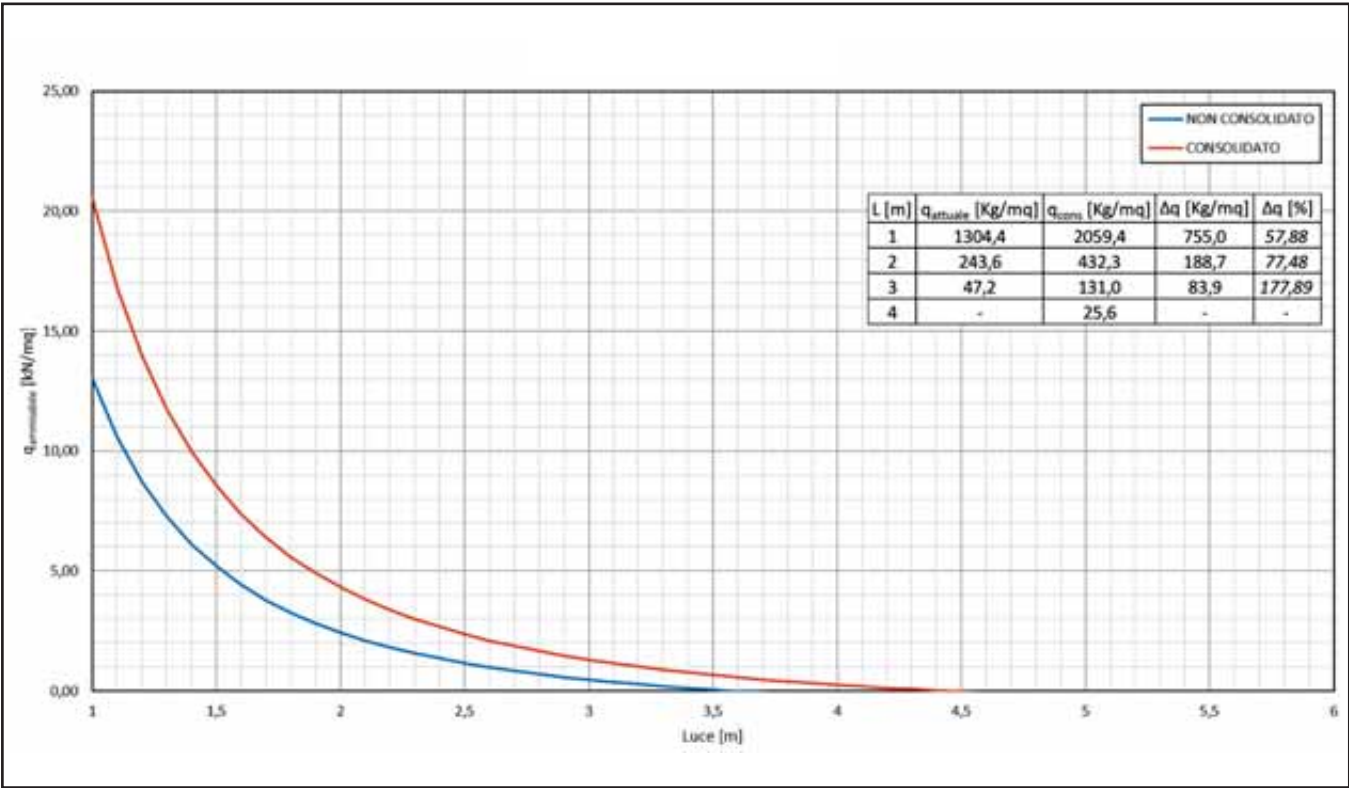
SOLAIO SAP 8 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ5



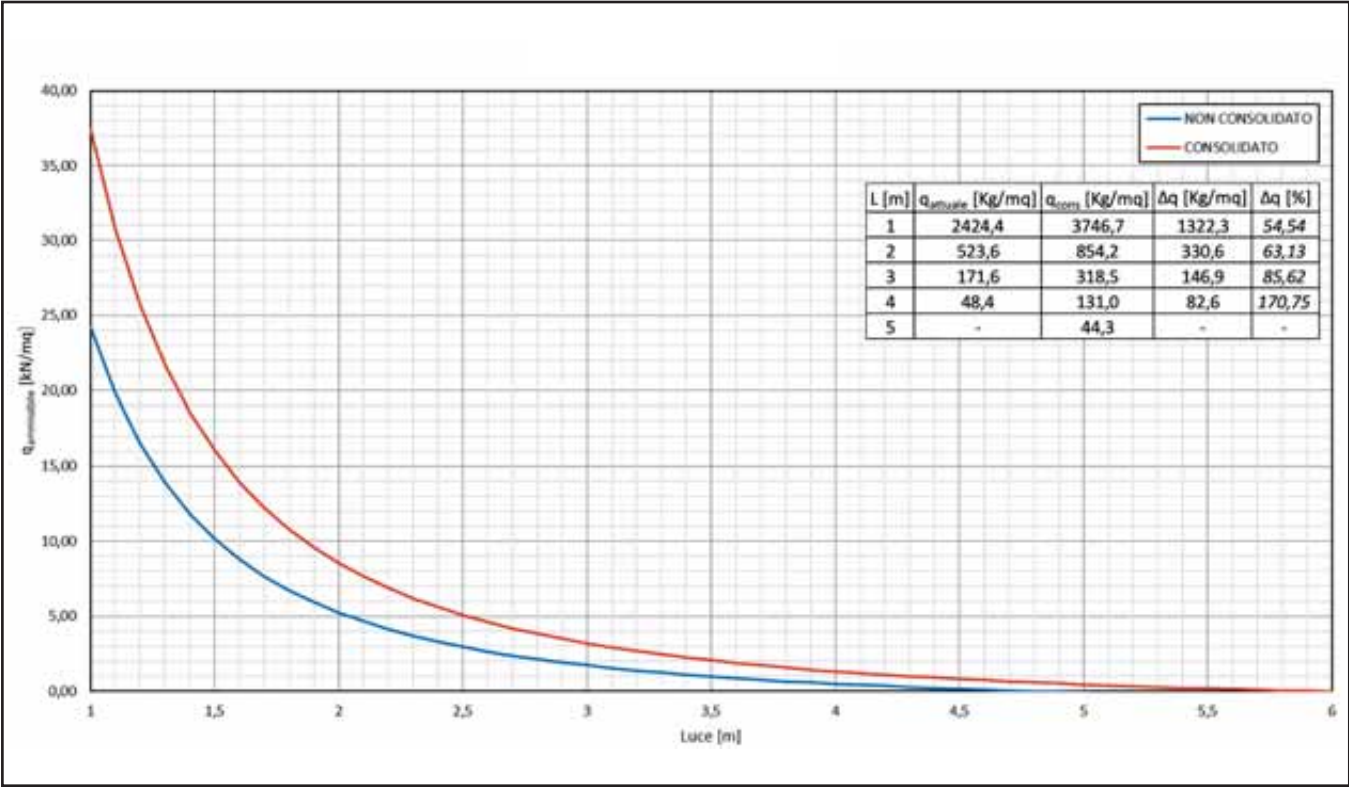
SOLAIO SAP 8 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ6



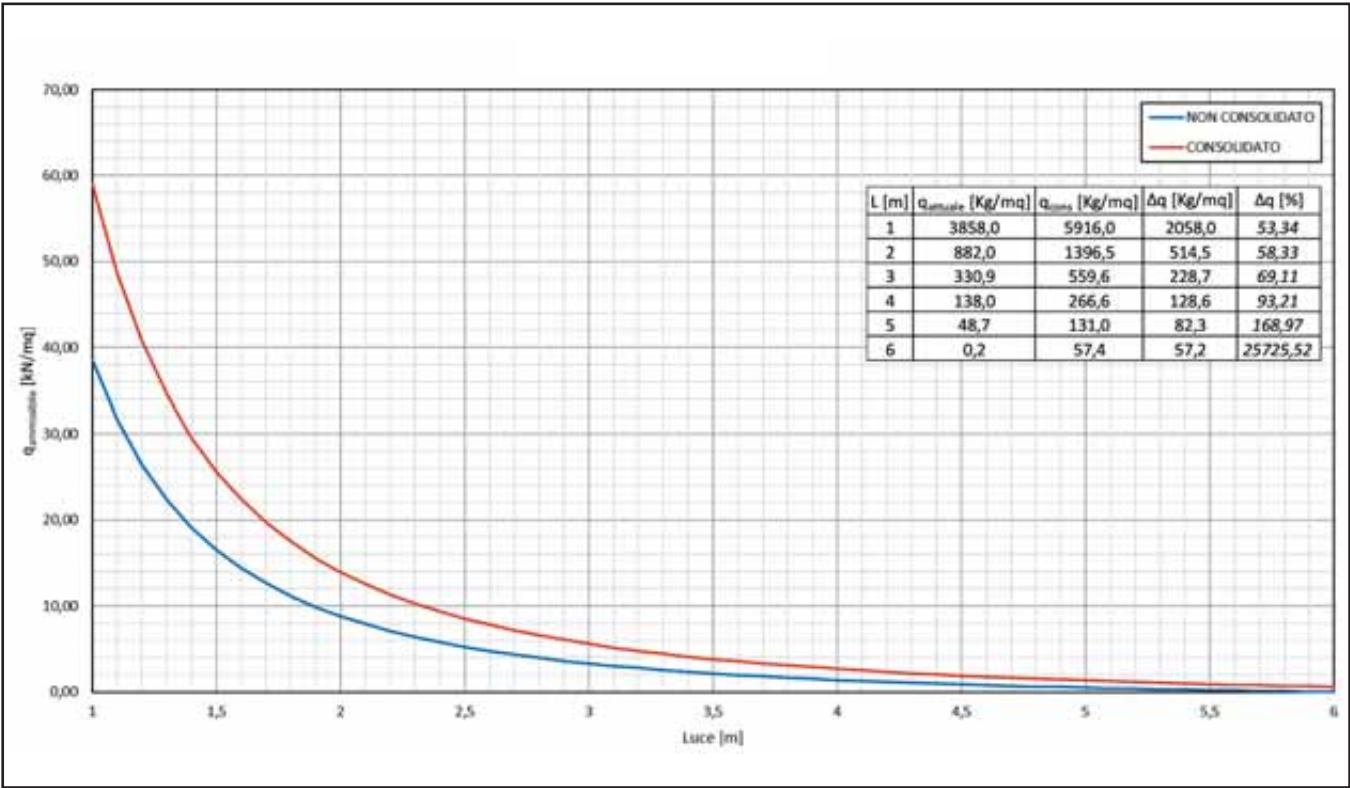
SOLAIO SAP 12, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 3$



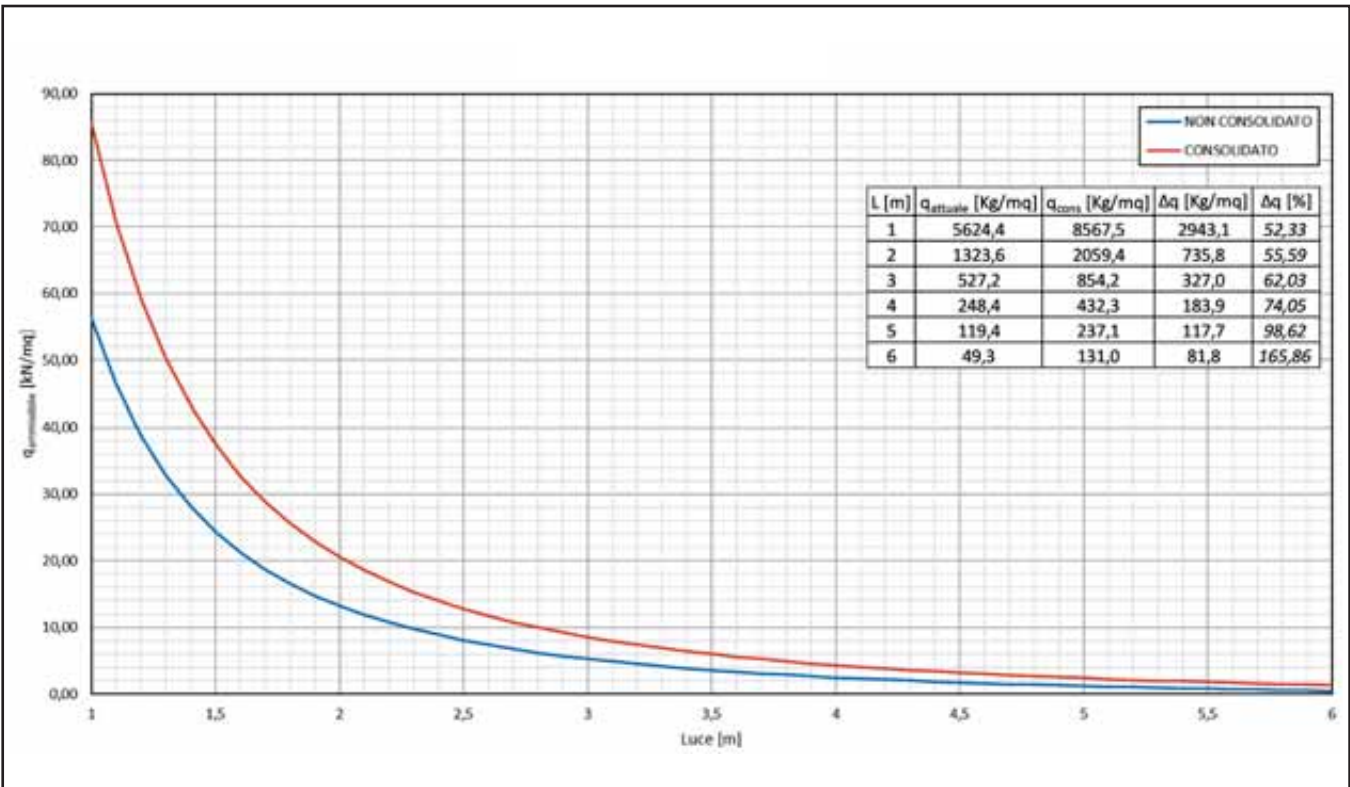
SOLAIO SAP 12, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 4$



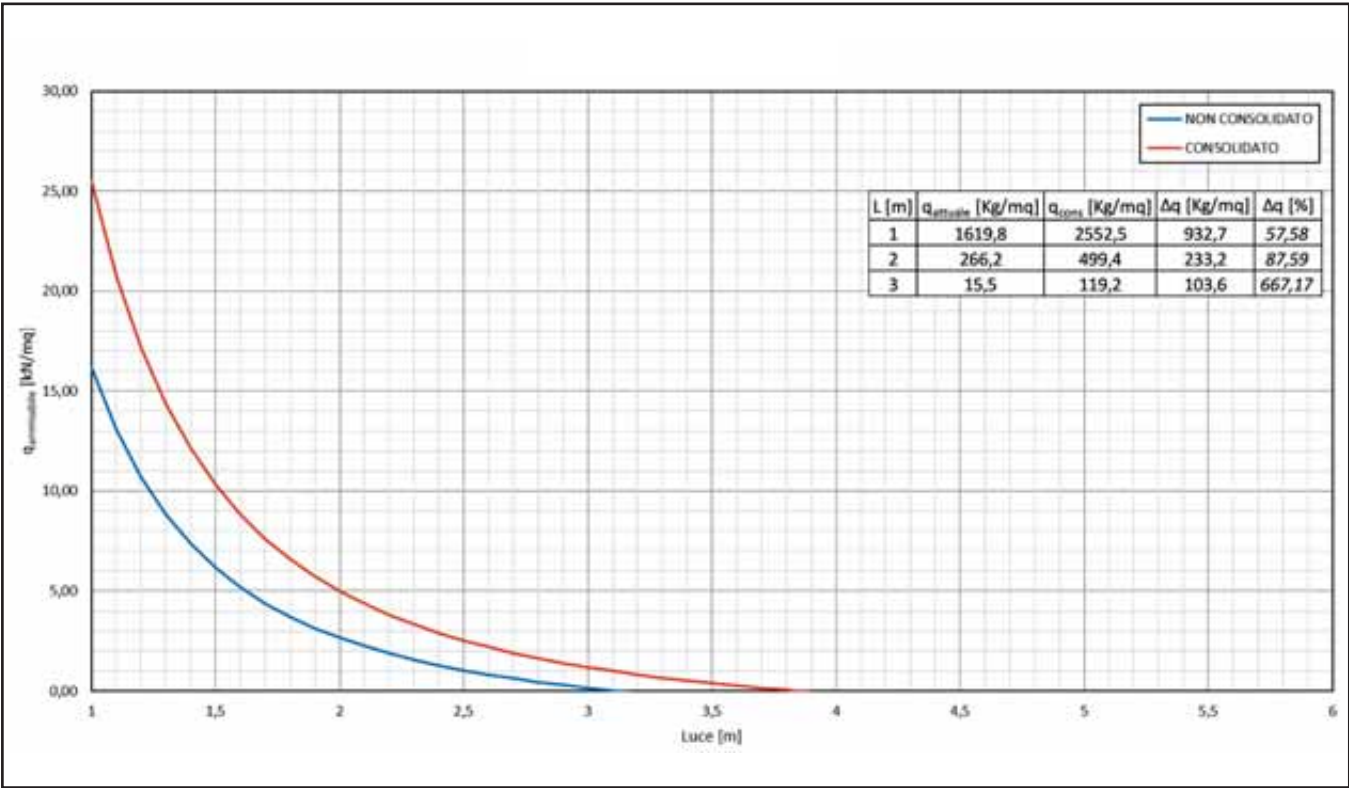
SOLAIO SAP 12, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 5$



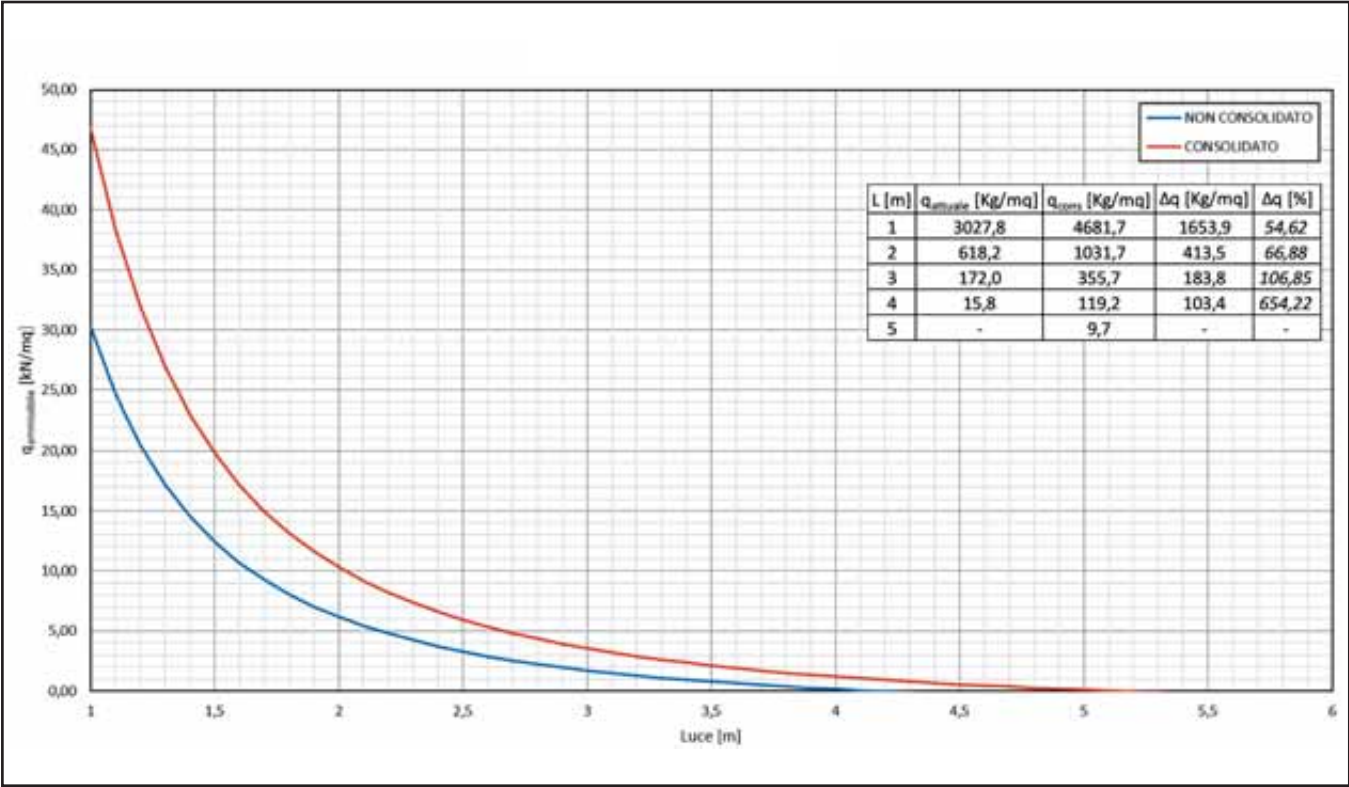
SOLAIO SAP 12, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 6$



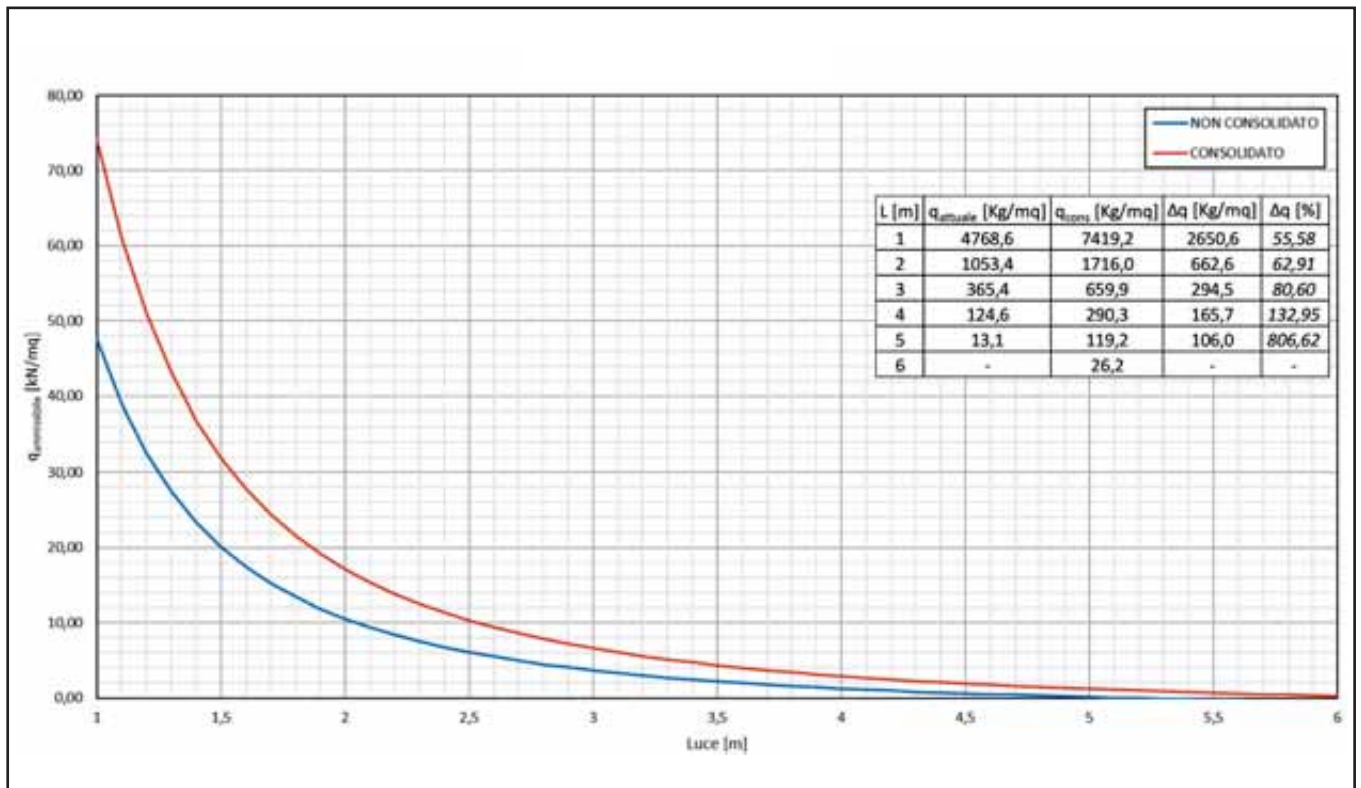
SOLAIO SAP 12 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ 3



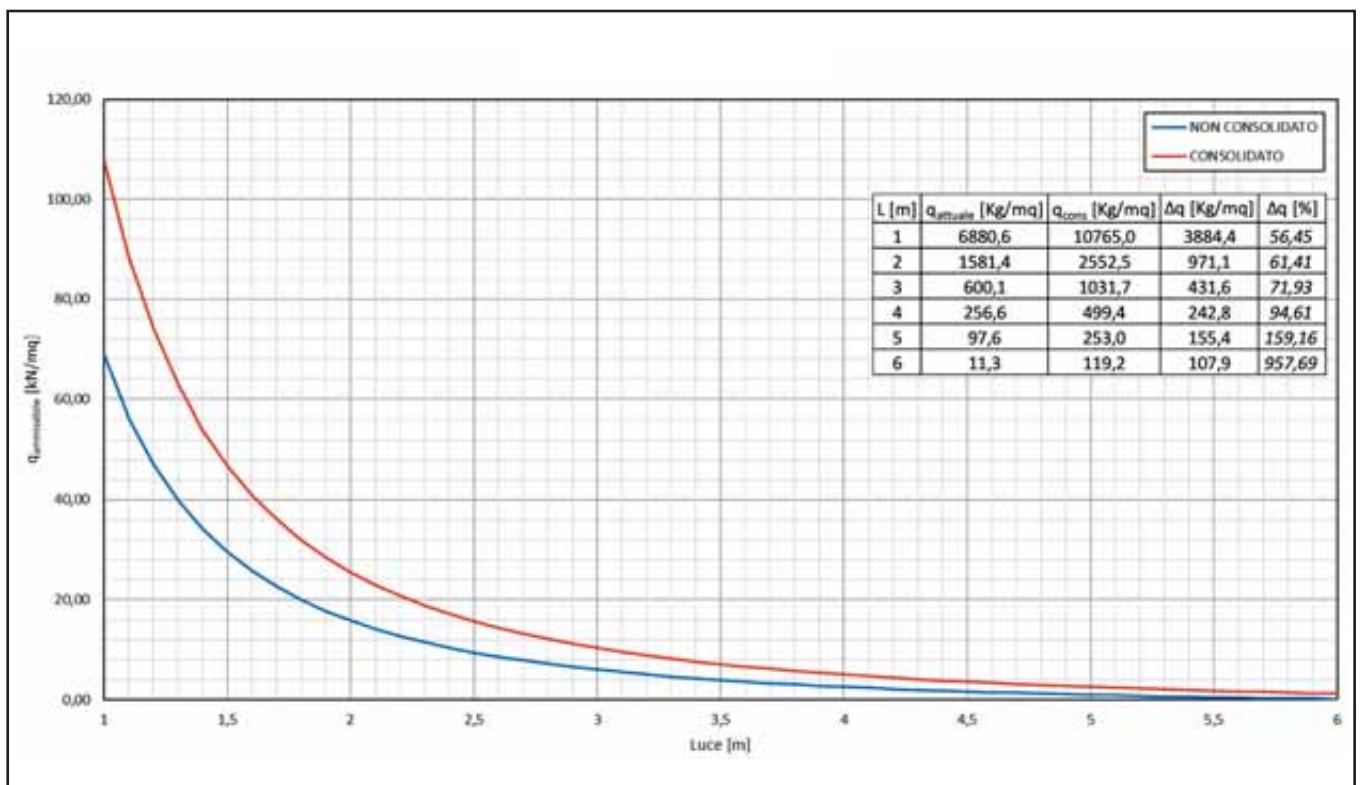
SOLAIO SAP 12 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ 4



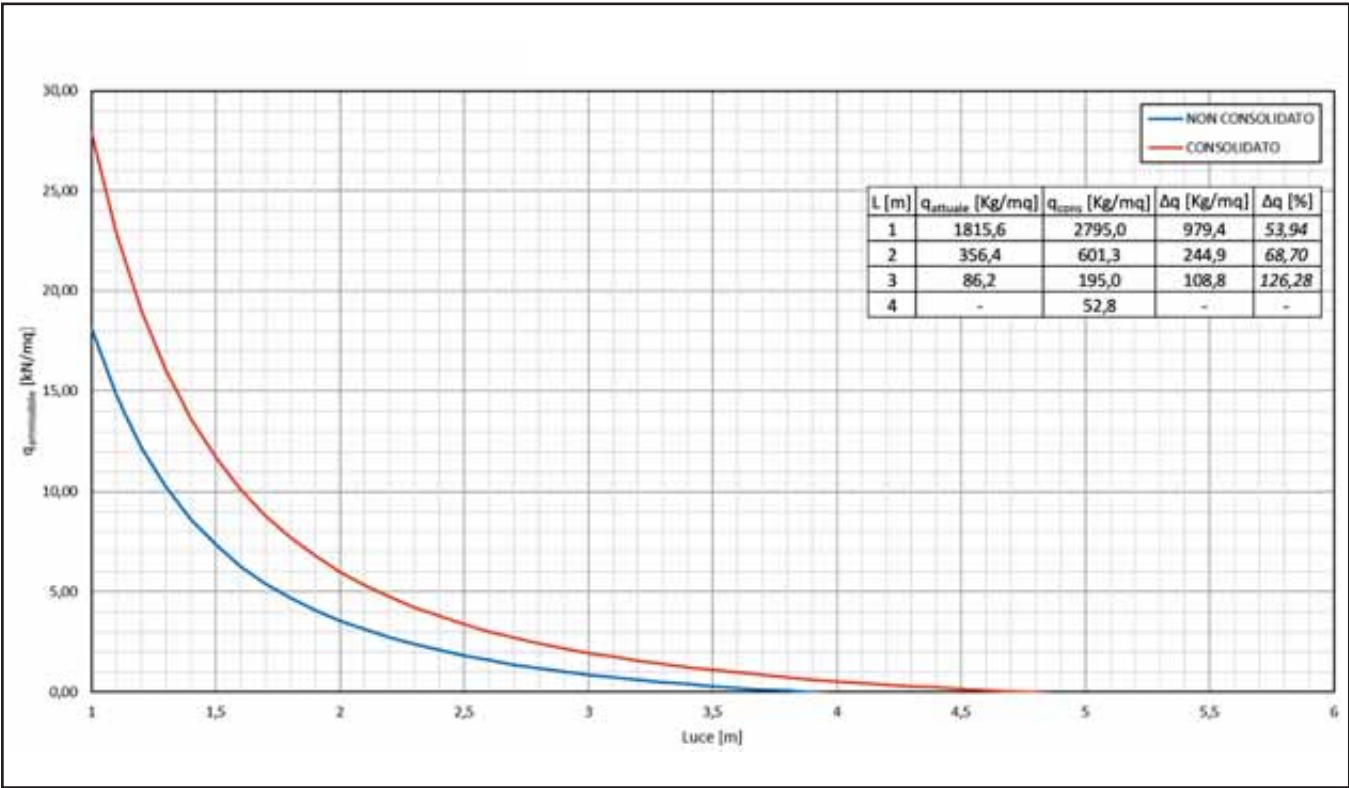
SOLAIO SAP 12 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 5$



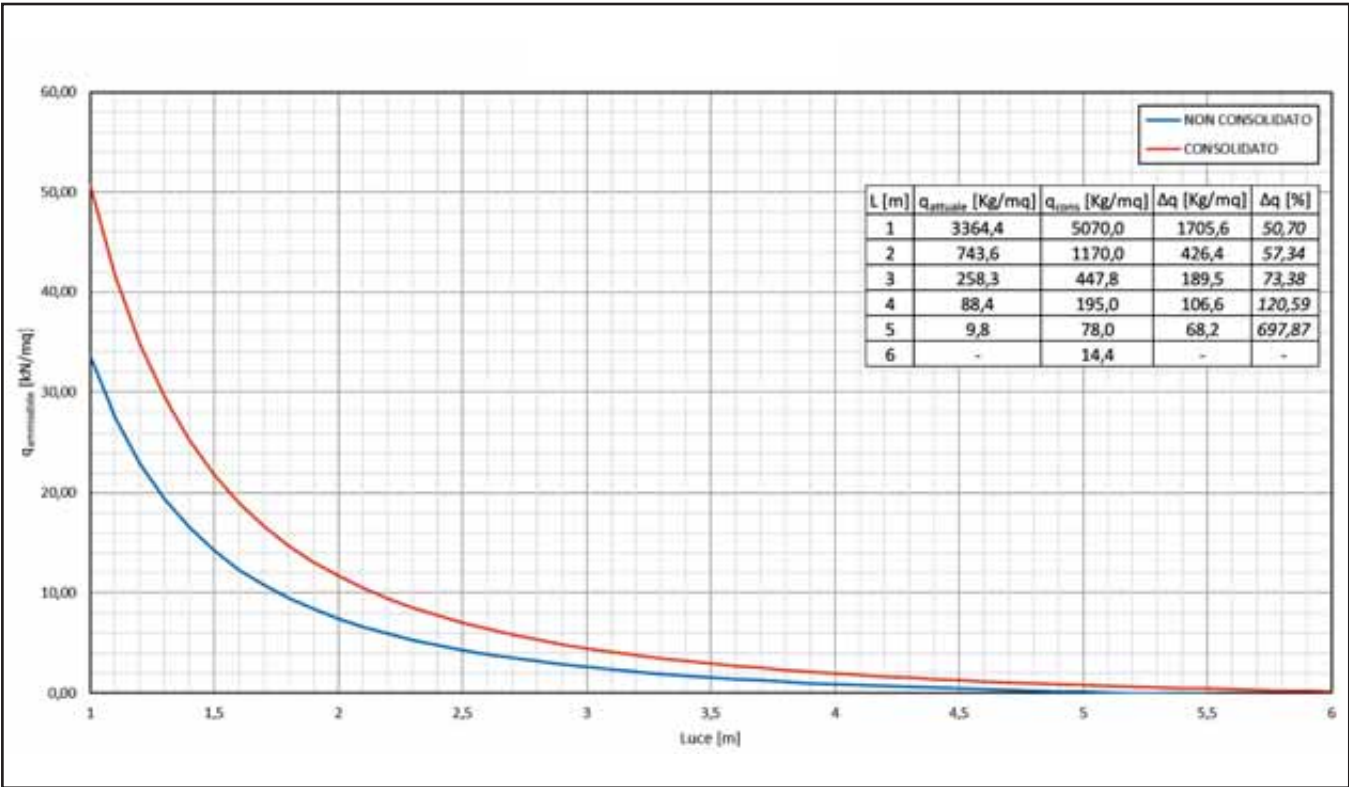
SOLAIO SAP 12 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 6$



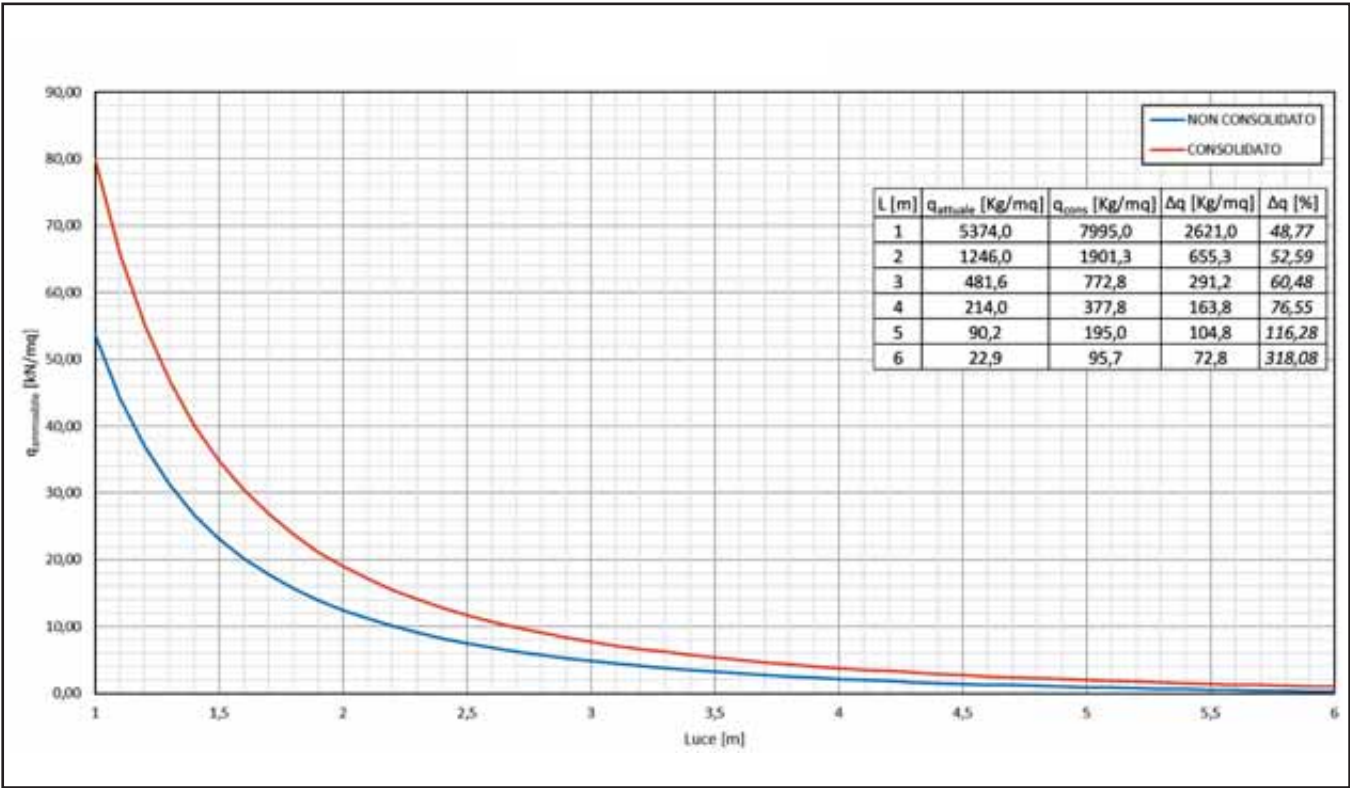
SOLAIO SAP 16, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 3$



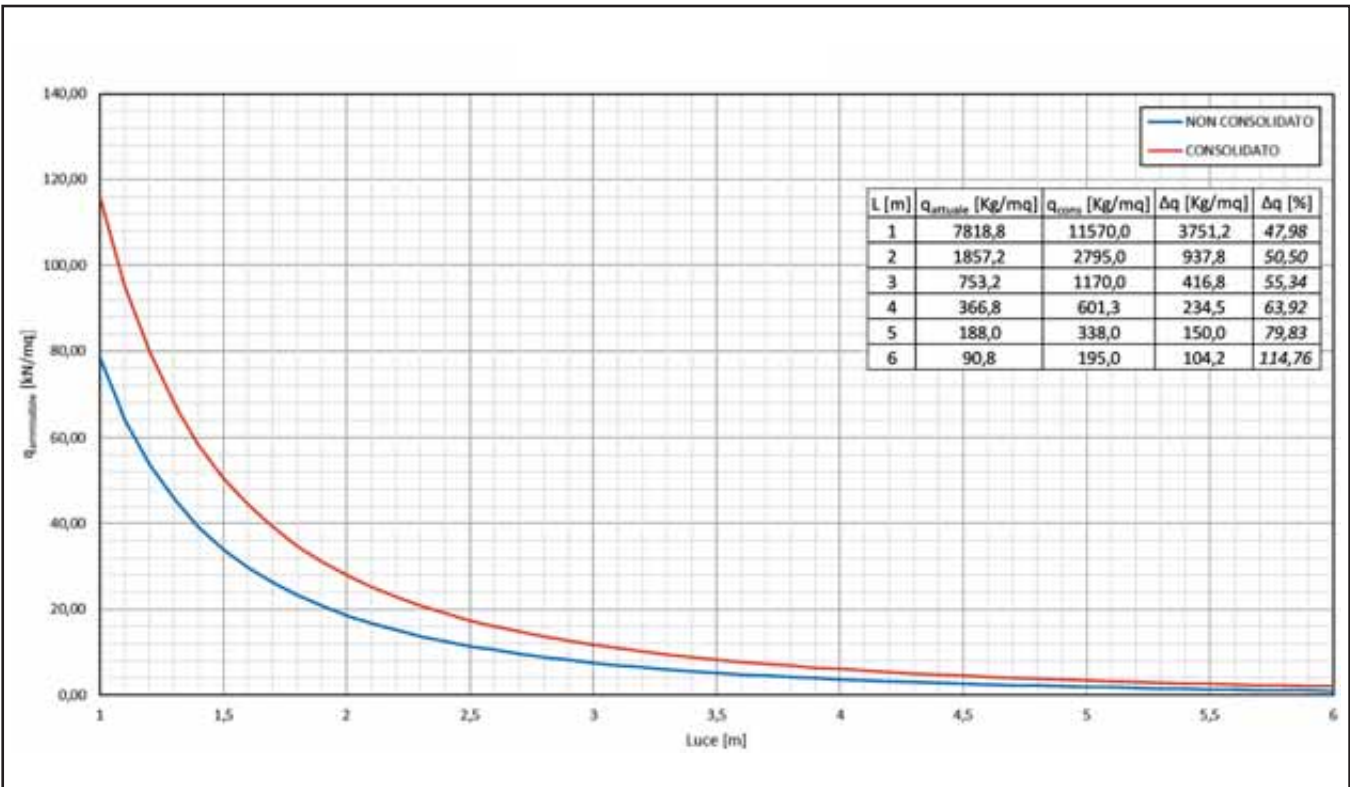
SOLAIO SAP 16, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 4$



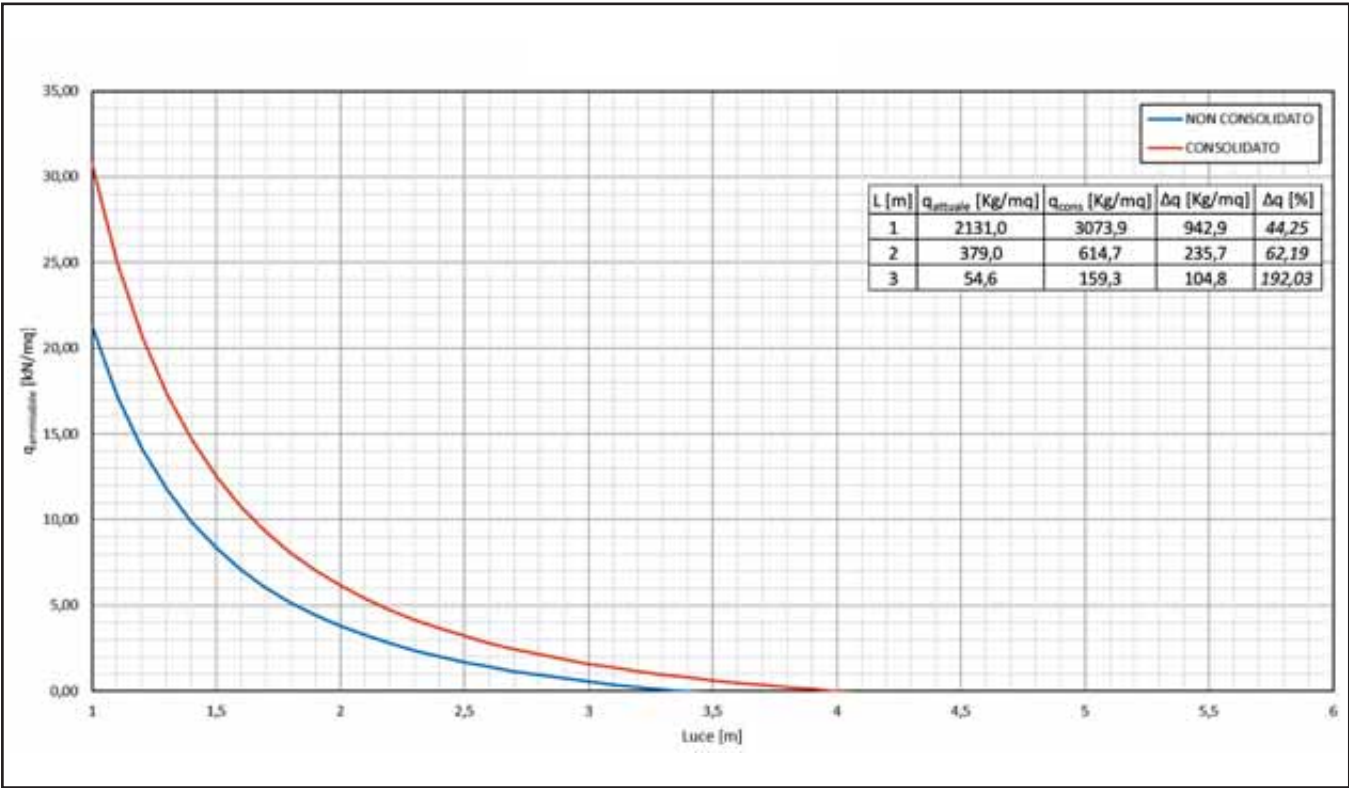
SOLAIO SAP 16, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ5



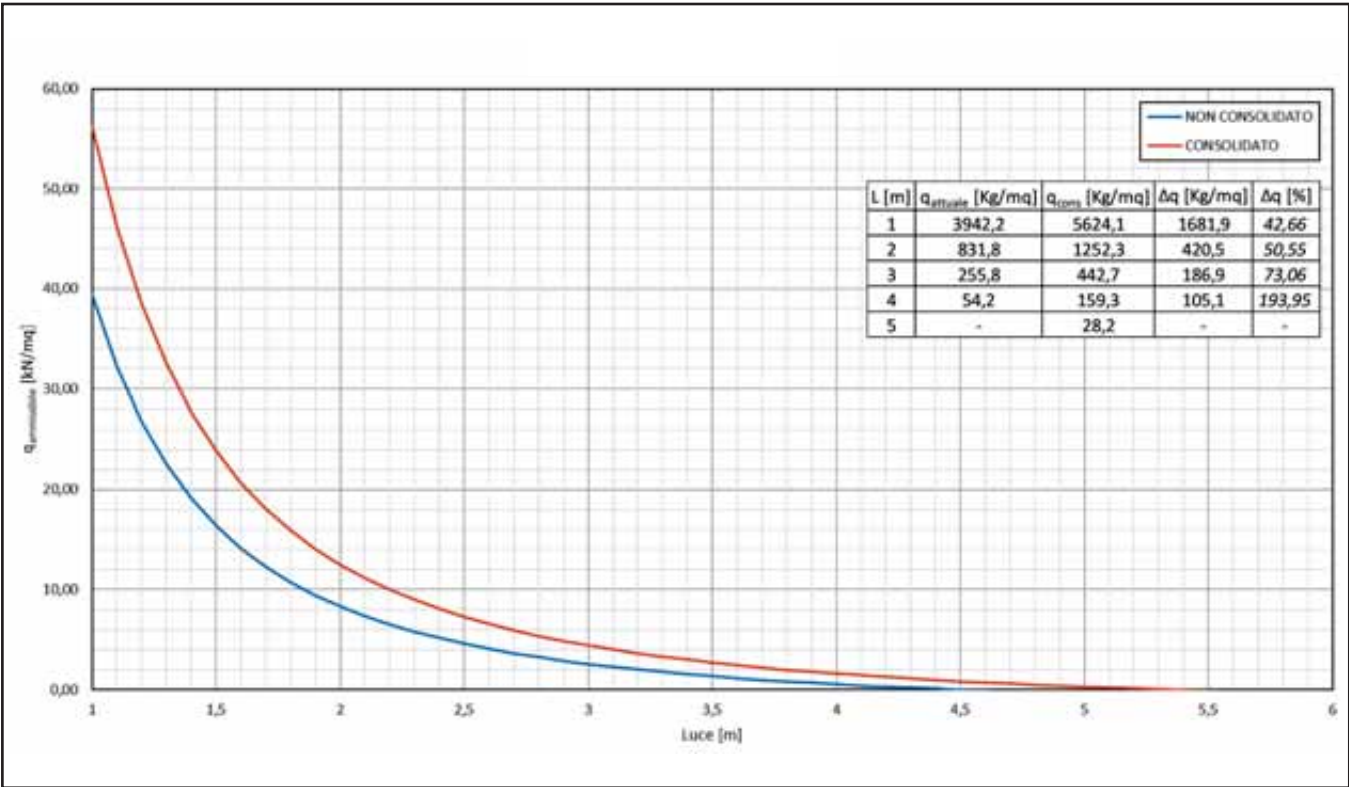
SOLAIO SAP 16, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ6



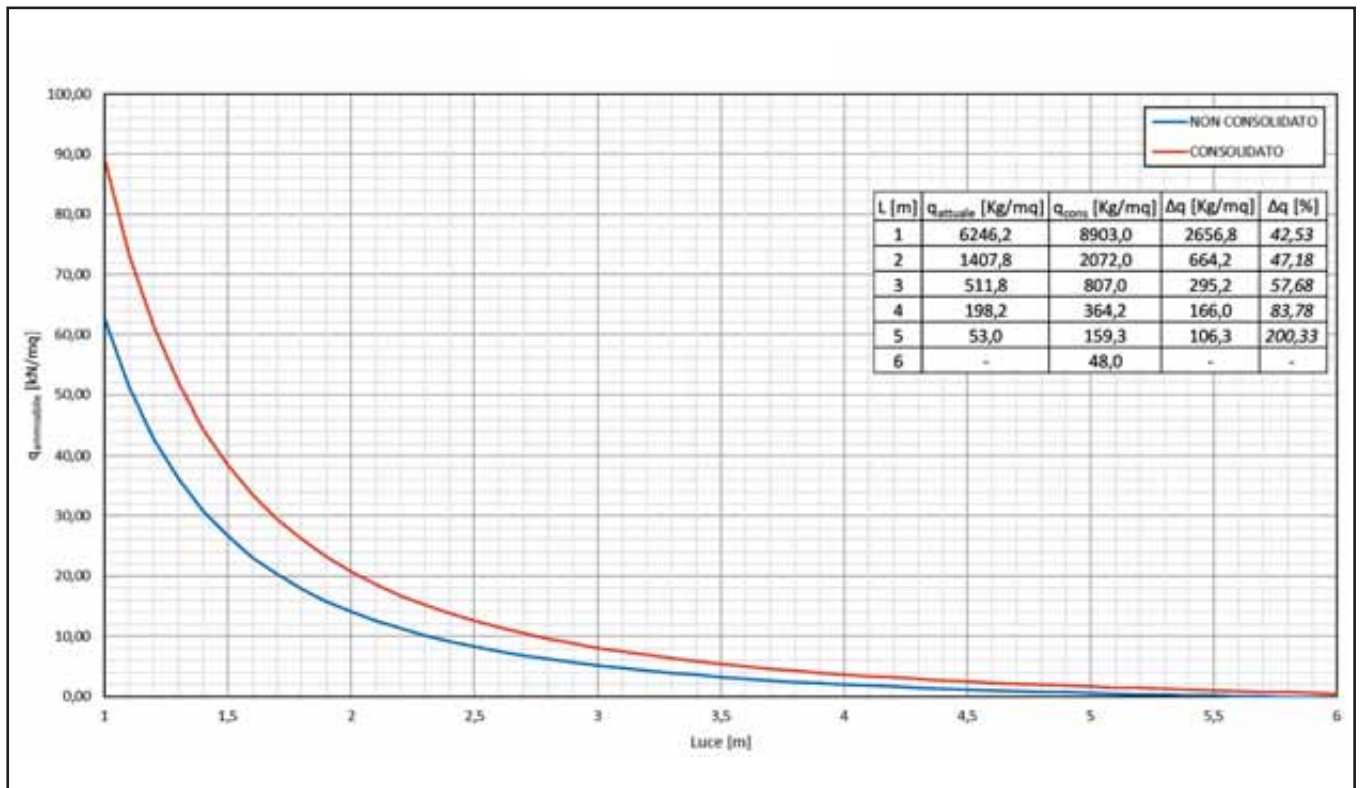
SOLAIO SAP 16 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ 3



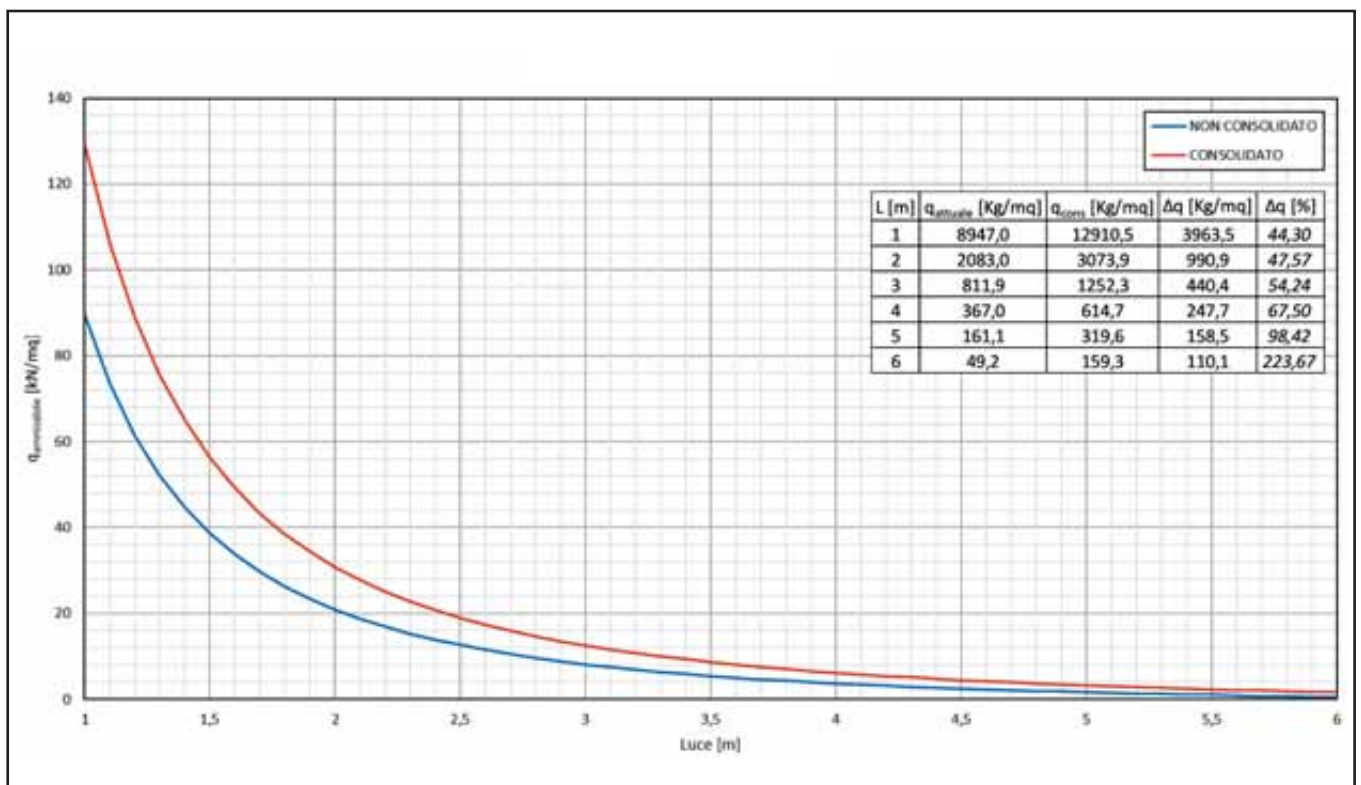
SOLAIO SAP 16 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ 4



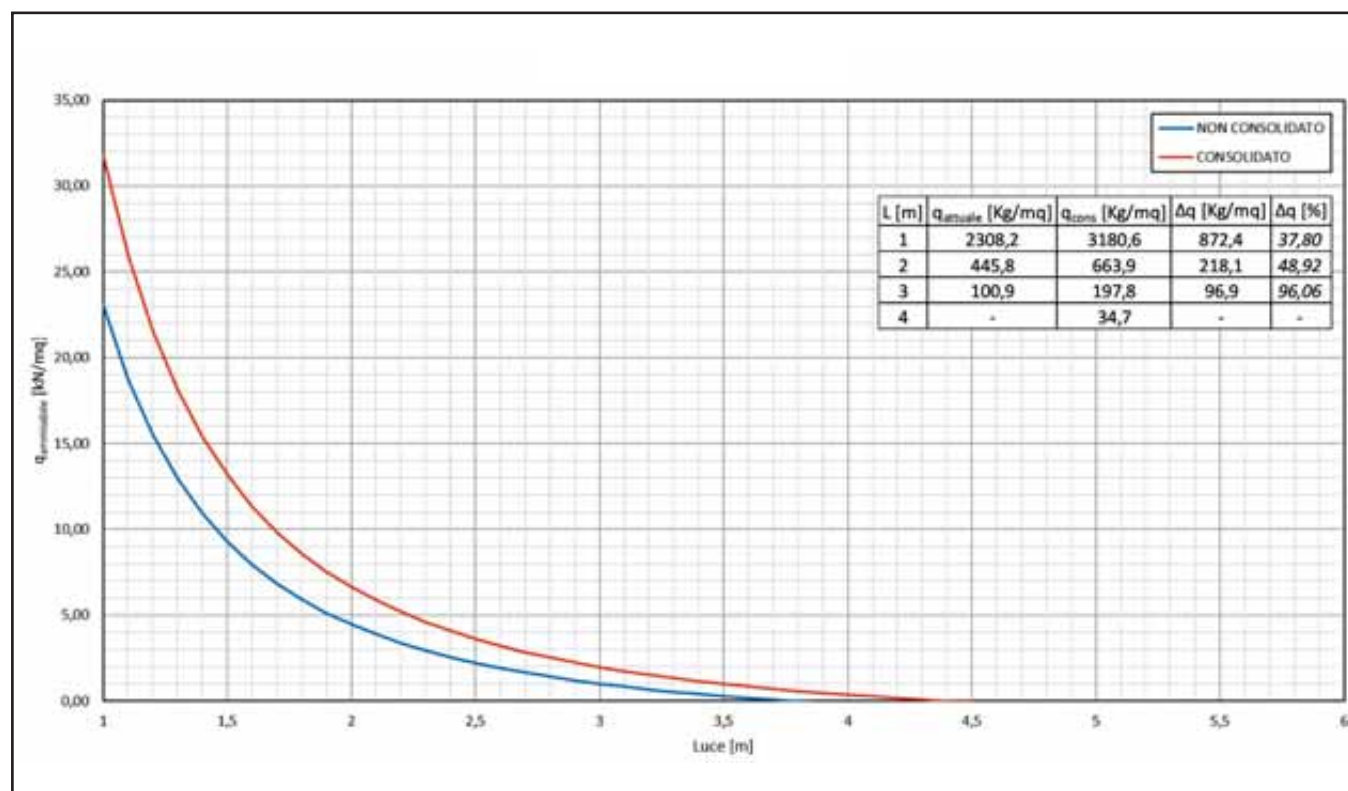
SOLAIO SAP 16 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 5$



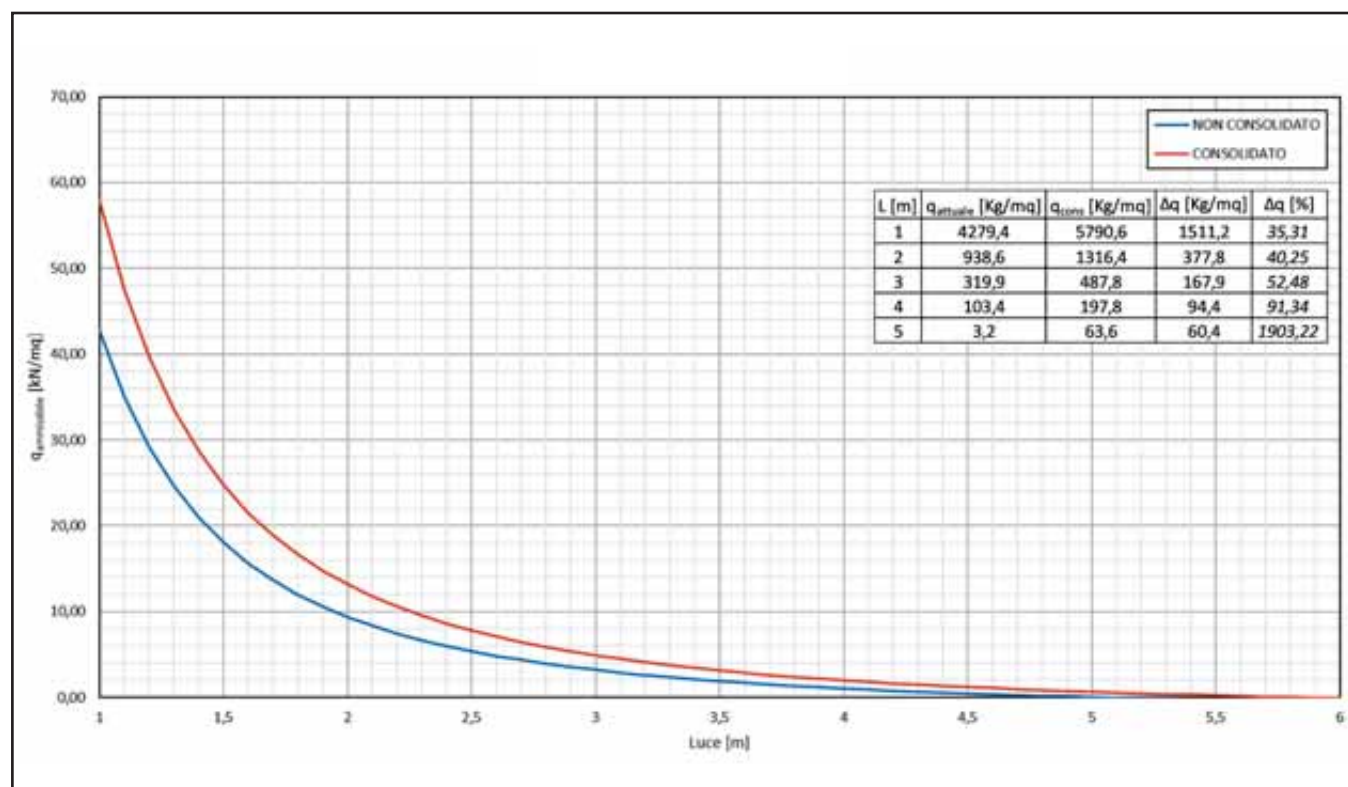
SOLAIO SAP 16 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 6$



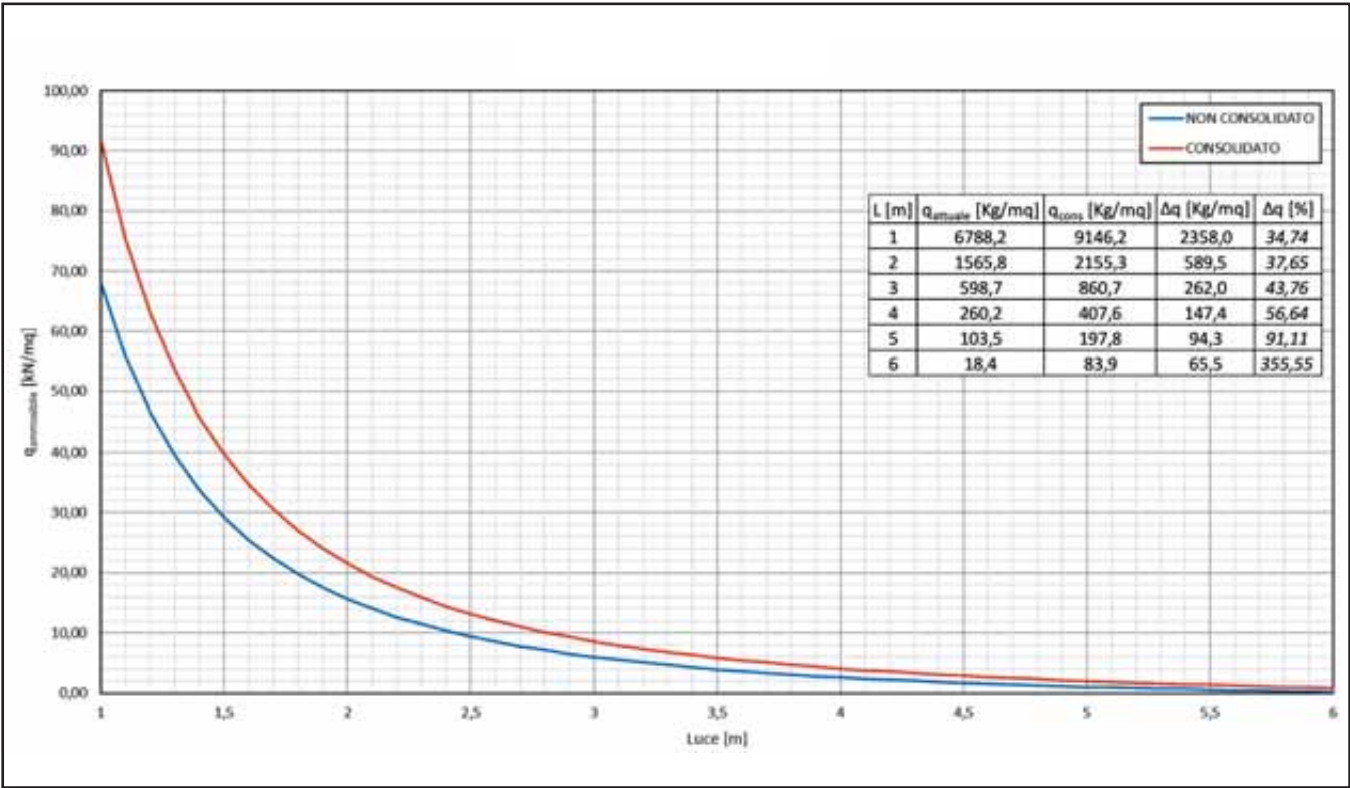
SOLAIO SAP 20, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 3$



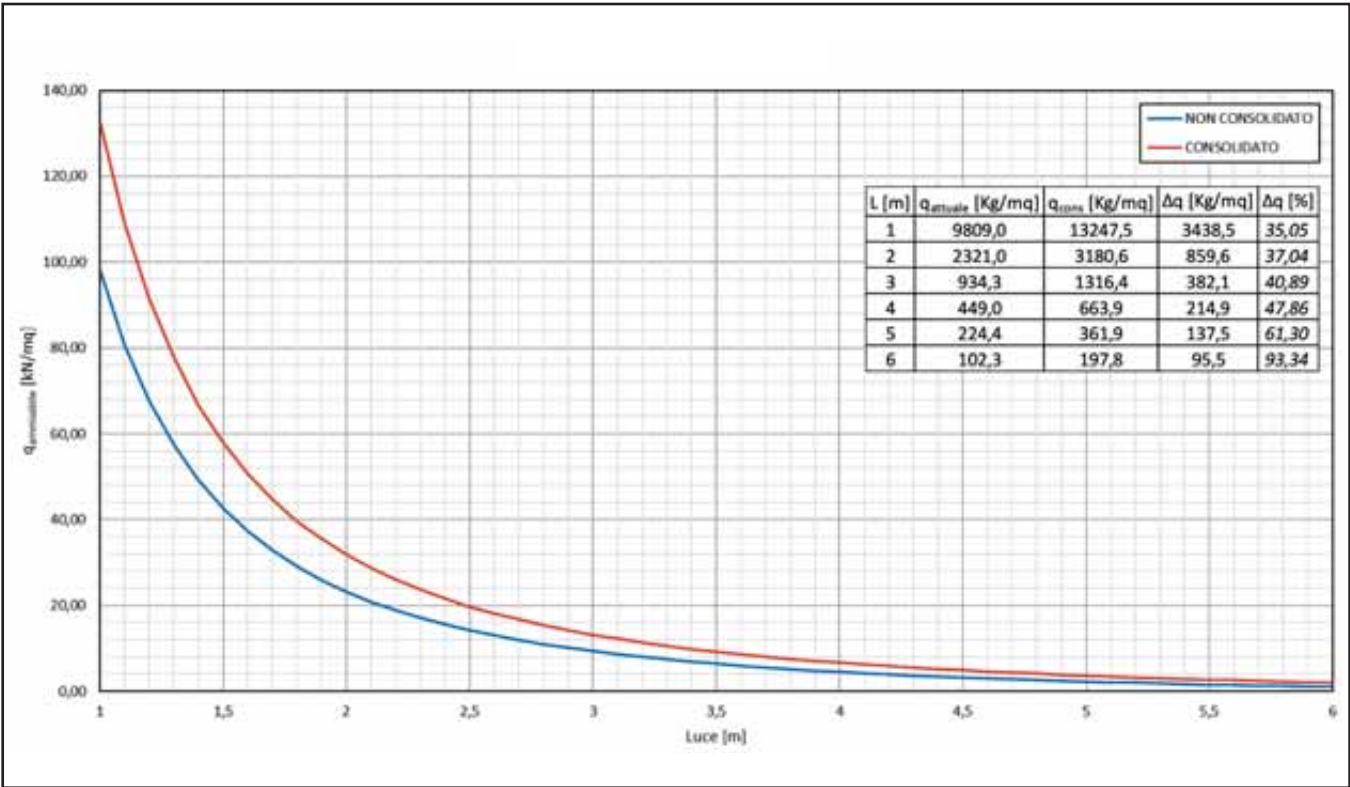
SOLAIO SAP 20, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 4$



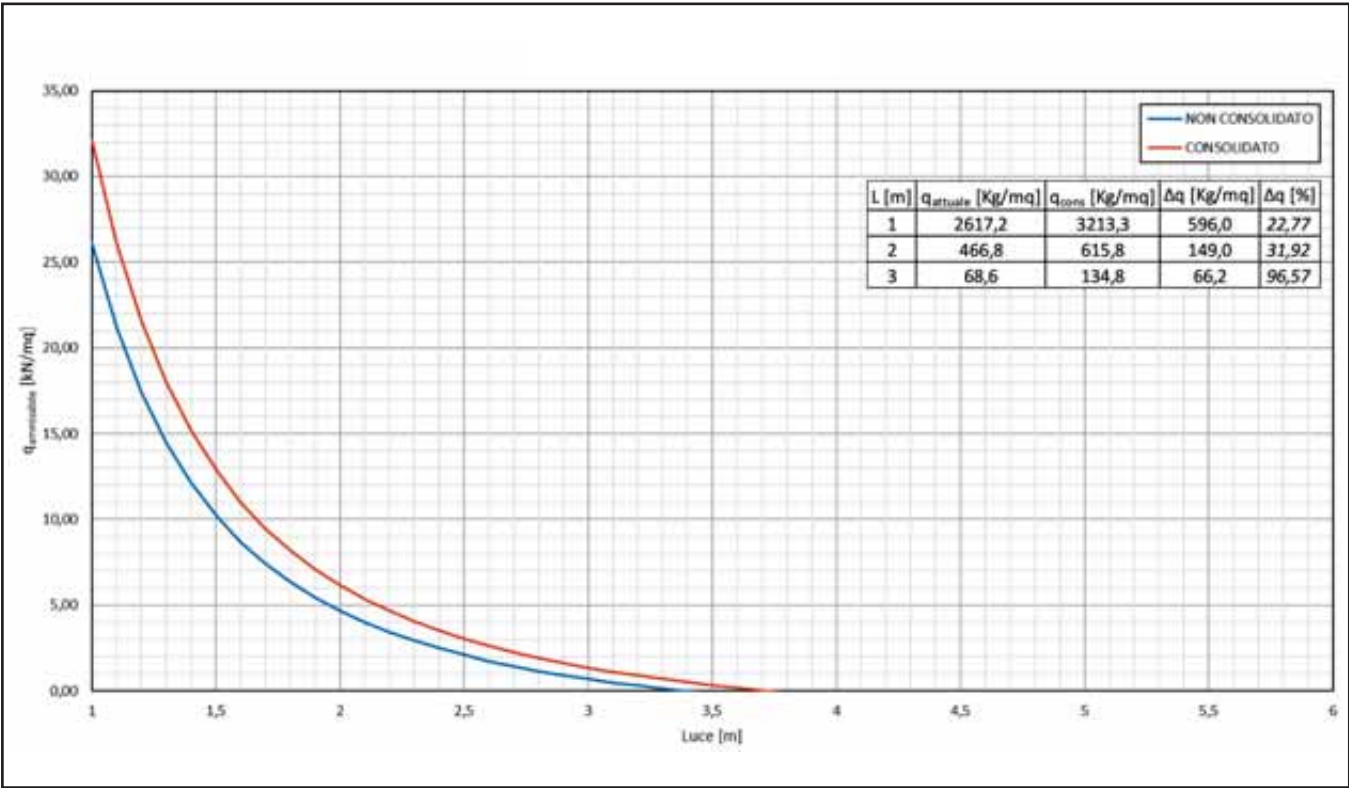
SOLAIO SAP 20, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ5



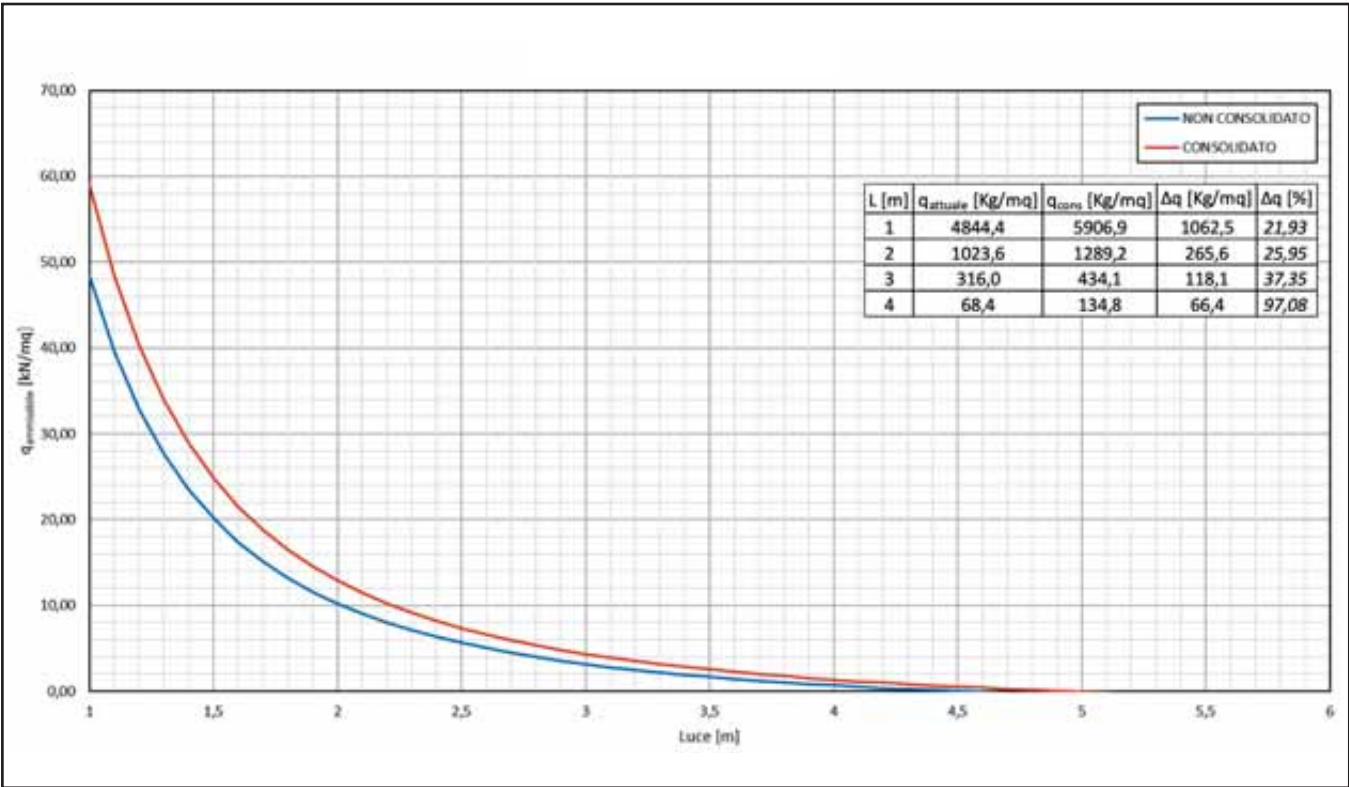
SOLAIO SAP 20, ACCIAIO FeB32K CON 3 ϕ6



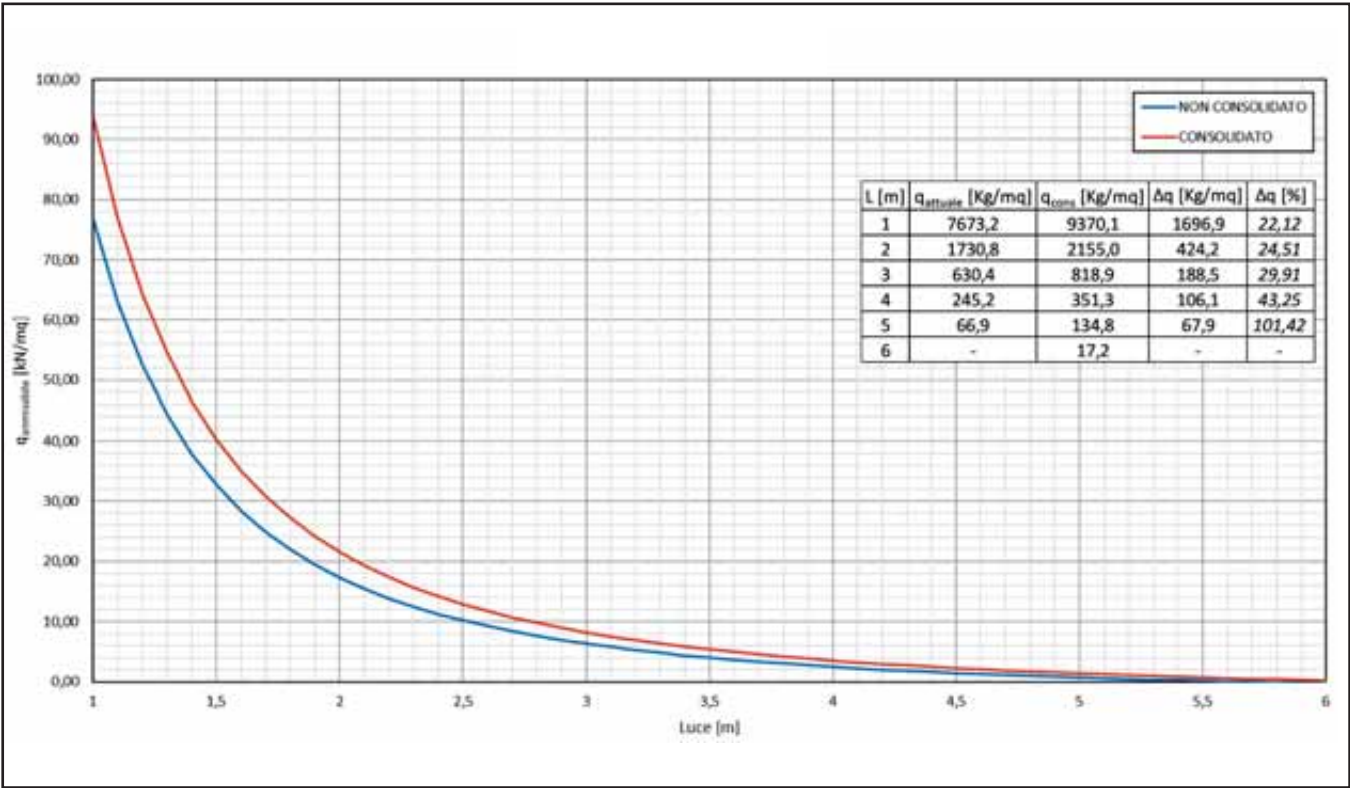
SOLAIO SAP 20 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 3$



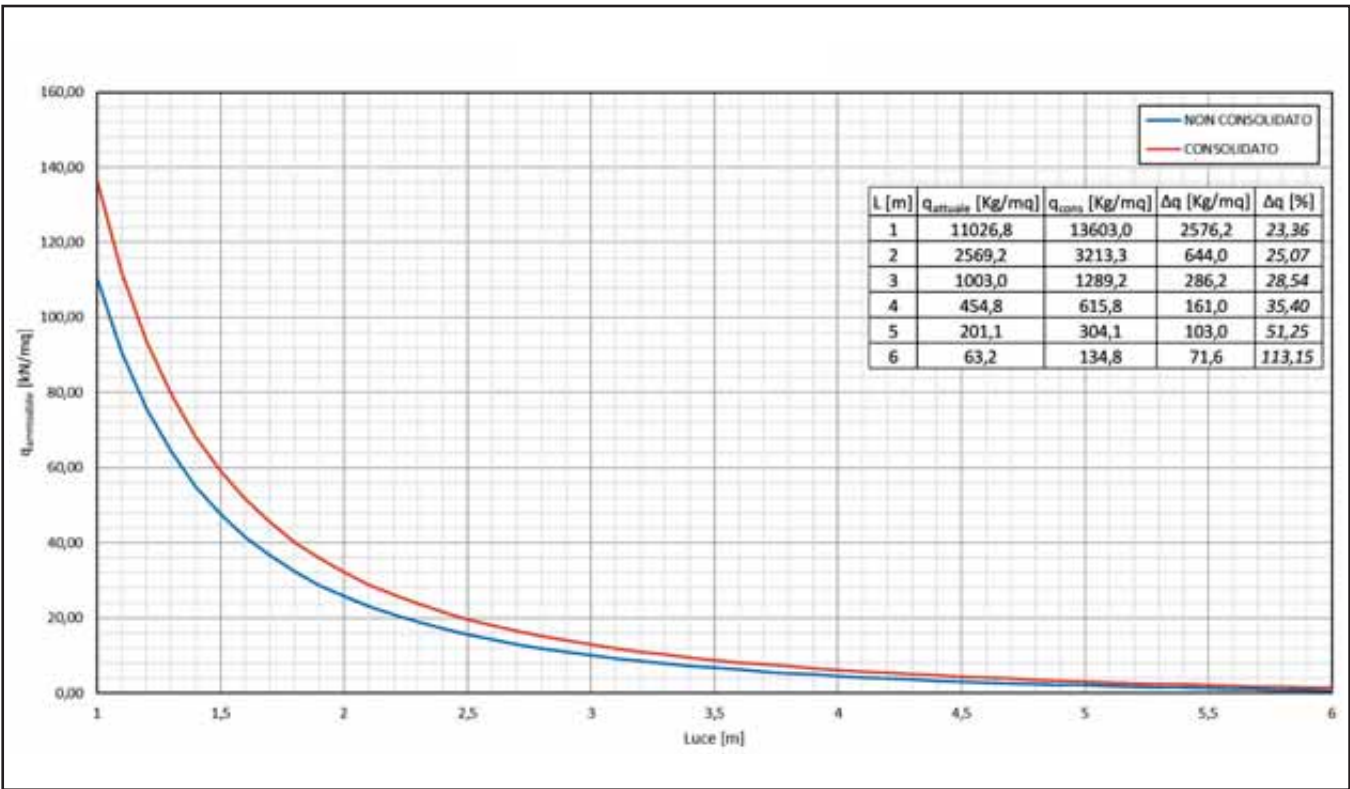
SOLAIO SAP 20 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 4$



SOLAIO SAP 20 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 5$



SOLAIO SAP 20 + 3, ACCIAIO FeB32K CON 3 $\phi 6$



Dichiarazione di esclusione di responsabilità:

La presente Documento non costituisce specifica. I dati/soluzioni/informazioni riportate, pur dettate dalla nostra migliore esperienza e conoscenza, sono a carattere generale e puramente indicativi. Laterlite S.p.A. non si assume alcuna responsabilità in ordine alla adeguatezza, congruità, adattabilità e utilizzabilità dei dati riportati all'impiego previsto ed allo specifico intervento nel quale il Cliente intende impiegare gli elementi di consolidamento. La valutazione in ordine alla adeguatezza del prodotto/sistema all'impiego previsto è di esclusiva competenza dell'utilizzatore, il quale si assume ogni responsabilità derivante dall'uso del prodotto/sistema stesso. Verificare che la revisione della scheda sia quella attualmente in vigore. I prodotti Laterlite sono destinati al solo uso professionale. Verificare con la massima attenzione le caratteristiche geometriche e i materiali costitutivi del solaio da consolidare. Porre particolare attenzione alla soluzione di consolidamento dei solai in calcestruzzo, in termini di qualità e resistenza della caldana in calcestruzzo esistente posta sopra le pignatte, alla tipologia e sezione dell'armatura dei travetti al fine di stabilire se e come procedere.

Per maggiori informazioni e relazioni tecniche contattare l'Assistenza Tecnica Laterlite (02-48011962 - calcolo.strutturale@leca.it).

Finito di stampare presso YooPrint - Milano

© by Laterlite - Tutti i diritti riservati - Dicembre 2016 - Pubblicazione fuori commercio



20149 Milano - via Correggio, 3
tel. 02.480.119.62 - fax 02.480.122.42
www.leca.it - infoleca@leca.it