

grande utilità che si può trarre nel far ricorso alle prove sperimentali per verifica le prestazioni attese e la risoluzione di alcune situazioni tecnico-amministrative complesse e non usuali.

4.2. La costruzione del nuovo Complesso Parrocchiale “Gesù Maestro” a Racalmuto (AG)



Foto 1 – Prospetto principale

Tabella 1 - Dati salienti della struttura

Data di inizio lavori	04/02/2016
Data presunta di fine lavori	Ottobre 2018
Volumetria struttura	11'417 mc
Volume cls R_{CK} 25/30	345 mc
Volume cls R_{CK} 28/35	470 mc
Peso acciaio in barre	195 t
Peso carpenteria metallica	16 t
Pali di fondazione	n° 118

4.2.1. Descrizione dell'opera

La realizzazione del Complesso parrocchiale di Gesù Maestro di Racalmuto è uno degli esiti del quinto Progetto Pilota della Conferenza Episcopale Italiana. Nel processo di progettazione strutturale del complesso, è stato logico e naturale separare il corpo A, coincidente con l'Aula liturgica, la corte-giardino e il sottostante piano seminterrato, dal corpo B, comprendente la cappella feriale e i locali del ministero, adiacente al corpo A, ma planimetricamente disassato rispetto ad esso e di altezza notevolmente inferiore. Si è quindi previsto tra il corpo A e il corpo B un giunto tecnico (sp. = 5 cm) rispondente alle indicazioni presenti al § 7.2.2. delle NTC 2008.

Il progetto strutturale non ha presentato particolari difficoltà computazionali, seppur richiedendo una particolare attenzione dedicata nel conciliare esigenze fondamentali per tali tipologia di opera, quali: rispetto dell'architettura, sicurezza strutturale, durabilità, risorse economiche limitate.

In merito alle strutture di fondazione si è deciso di adottare una soluzione che ha permesso di svincolarsi dalle incertezze legate alla disomogeneità intrinseca dei litotipi riscontrati, all'inclinazione degli strati, alla situazione idrologica e alla morfologia della costruzione.

Si è quindi optato per una più rassicurante fondazione di tipo indiretto per entrambi i volumi, utilizzando come strutture di fondazione dei plinti su pali collegati perimetralmente da una trave di collegamento. Per motivi tecnologici e morfologici, in corrispondenza del giunto, i due corpi condividono le stesse strutture di fondazione pur avendo strutture in elevazione indipendenti. L'impalcato di calpestio dell'aula liturgica posto a quota +3,96 m, costituito da 7 campi di solaio delimitati da travi alte (40x60 e 40x70 cm) e una sola trave in spessore di solaio (40x100 cm), così realizzata per esigenze architettoniche, ricadendo all'interno del futuro salone, presenta luci variabili tra i 4 e i 9,50 m. Viste le luci, la conformazione dell'ordito delle travi e i carichi accidentali previsti per tale utilizzazione, la necessità di contenere il peso proprio della struttura - grazie alle implicazioni positive che tale fattore ha sul comportamento globale della struttura - riducendo le azioni sismiche e i carichi in fondazione, si è optato per un solaio a nervatura bidirezionale gettato in opera su pannelli-casseri in polistirene (EPS) rinforzati con profili zincati sagomati a "Z", così da conferirgli autoportanza - in fase di getto - sino a luci di 1,50 m.



Foto 2 – Solaio PlastBau CUBE



Foto 3 – Strutture di fondazione Corpo A



Foto 4 – Muro del piano seminterrato



Foto 5 – Struttura intelaia in fase di costruzione



Foto 6 – Portale con setti antisismici

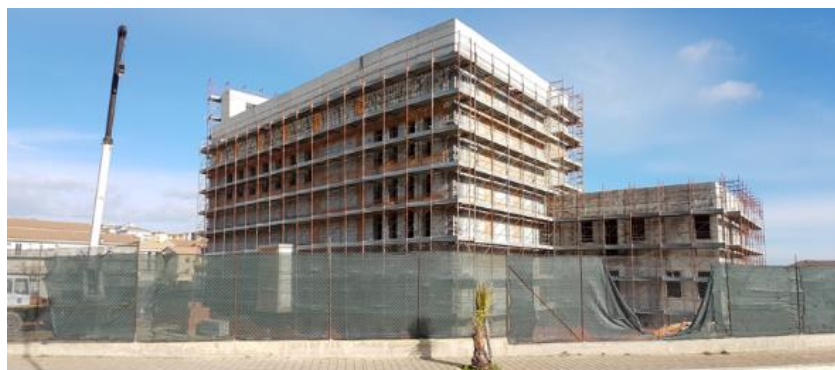


Foto 7 – Vista d'insieme della struttura con compagni

Le nervature sono poste ad interasse di 60 cm, il fondello ha larghezza di 11 cm; lo spessore complessivo del solaio è di 40 cm di cui 5 cm è quello dell'EPS all'intradosso, e 5 cm è lo spessore della caldana.

Per migliorare il comportamento statico della trave a spessore su cui si scaricano parzialmente quattro campi di solaio, si è deciso di adottare un sistema di coazioni interne tramite precompressione a cavi post-tesi.

Per la realizzazione di tutte le strutture in elevazione, solai compresi, è stato utilizzato un calcestruzzo di classe C28/35 con diametro max degli inerti di 20 mm e consistenza S4. Coerentemente alla classe di esposizione XC2 è stato adottato un copriferro di 30 mm per tutti gli elementi strutturali, superiore alle indicazioni in merito fornite dalle NTC 2008, a conferma della particolare attenzione attribuita alla durabilità.

La travata trasversale a due campate dell'impalcato dell'aula liturgica, necessariamente a spessore per i motivi architettonici anzidetti e con larghezza imposta dalle limitazioni geometriche indicate nelle NTC 2008 (§ 7.4.6.1.1.), ha dimensione 90x40 cm e quindi capacità resistente inadeguata a sostenere l'aliquota di carico dei quattro campi di solaio a nervature bidirezionale che su di essa gravano.



Foto 8 – Fase di tiro dei cavi

La soluzione progettuale adottata per dare soluzione al problema statico è stata quella di applicare alla travata una precompressione a “cavo concordante”, con armature post-tese non aderenti (*unbonded tendons*). Le dimensioni della trave hanno permesso di alloggiare otto trefoli viplati e ingrassati con guaina HDPE da

15,2 mm (con $f_{ptk}=1860\text{ N/mm}^2$; $f_{p(1)k}=1670\text{ N/mm}^2$, $p_{tk}=260\text{ KN}$) con ancoraggio alle due teste con dispositivi brevettati TTM di tipo attivo non aderente, rivestiti completamente di polietilene. Il tiro applicato ai trefoli è stato calcolato in 136.275 kg.

Le verifiche analitiche allo SLU e allo SLE delle sezioni critiche della trave hanno dimostrato che lo stato di coazione indotto dalla precompressione induce sulla travata, anche nel caso in cui gravino su di essa i carichi accidentali, uno stato di sollecitazione compatibile interno al dominio di rottura della sezione. La verifica eseguita allo SLE a fessurazione secondo quanto previsto al paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2008 ha permesso di appurare che il valore limite di apertura delle fessure è per qualsiasi combinazione SLE minore del limite w_l pari a 0,2 mm, infatti nella combinazione più gravosa allo SLE la massima ampiezza dell'apertura è pari a 0.08 mm.

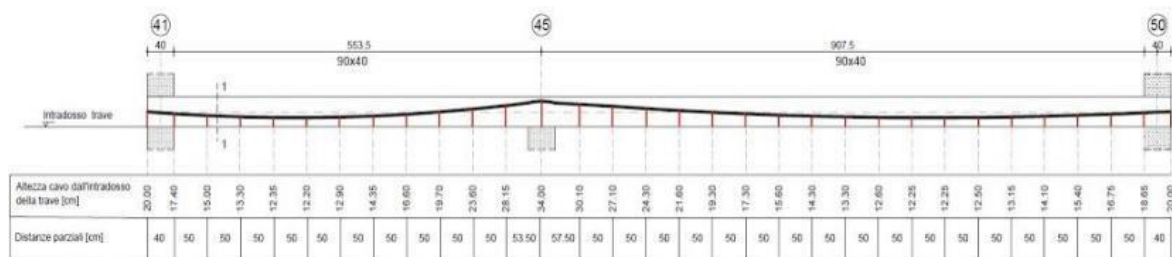


Figura 6 – Profilo cavi di precompressione

La tecnologia di realizzazione del campo di solaio dell'Aula liturgica, sfruttando pannelli-casseri in polistirene (EPS) con nervature bidirezionali, ha permesso, con costi contenuti, di ottenere un solaio strutturalmente molto performante. Dalla teoria delle piastre è noto come tale tipologia di orizzontamento consente un migliore sfruttamento delle caratteristiche di resistenza del solaio, che viene calcolato in funzione del suo reale comportamento statico e non con la semplice schematizzazione “a trave” dei solai monodirezionali. La bidirezionalità delle nervature, per rapporti tra le luci dei campi di solaio minore di 1,7 e prossimi a 1 - come per i solai di luce più impegnativa (n.1 e n.4) - consente: da una parte, la ripartizione dei carichi su tutte le travi dell'impalcato longitudinali e trasversali, dall'altra, la collaborazione attiva delle nervature mutuamente ortogonali nell'assorbire le sollecitazioni flettenti indotte dai carichi che su ciascun campo insistono.



Foto 9 – Particolare Solaio Cube in EPS

Il calcolo delle armature dell'intero solaio è stato eseguito attraverso codice di calcolo implementando in un modello numerico il graticcio di nervature ortogonali (elementi beam) ad interasse di 60 cm e di sezione a T con anima 11x30 cm e ala di dimensioni 60x5 cm. Per quanto concerne l'apposizione dei vincoli, si sono fatte due ipotesi: la prima simulando l'azione di vincolo delle travi perimetrali nei confronti delle nervature come quella di un

incastro perfetto e quella delle travi interne come degli appoggi intermedi, la seconda, ipotizzando anche per i vincoli esterni un comportamento di semplice appoggio. Inoltre per ciascun ipotesi di vincolo sono state simulate numerose disposizioni dei carichi. L'involuppo di tutte le soluzioni ha permesso di tenere in conto per ciascuna sezione, lo stato di sollecitazione più gravoso e ha permesso di effettuare un dimensionamento certamente a favore di sicurezza.

Nella fase di presa e indurimento della miscela di calcestruzzo, nonostante le elevate temperature ambientali del periodo, si è notato l'effetto benefico nelle fasi di presa e d'indurimento del calcestruzzo del cassero in EPS, che diversamente dal supporto in laterizio, non esercita alcuna azione di assorbimento dell'acqua d'impasto.

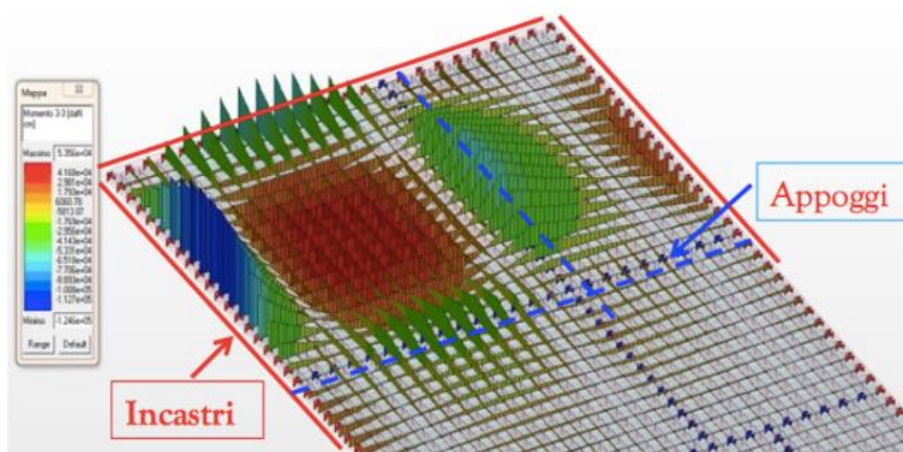


Figura 7 – Modello FEM – Diagramma dei momenti flettenti

4.2.2. Controlli e prove eseguite

Oltre alle prove geotecniche in fase di progettazione, la direzione lavori ha ordinato la qualifica preliminare del calcestruzzo, presso lo stabilimento del fornitore per le due tipologie di miscele previste in progetto, i controlli di accettazione dei materiali previsti dal Cap. 11 delle NTC 2008 (calcestruzzo, acciaio in barre e acciaio in profili) e le prove sui pali di fondazione. A queste prove, che sono diremo inderogabili, sono state richieste ulteriori prove sperimentali, rientranti nella discrezionalità della Direzione Lavori, ma di fondamentale importanza nel verificare l'idoneità e la sicurezza delle scelte e delle soluzioni progettuali effettuate, quali la prova di carico sul solaio a nervature bidirezionali e i ganci di fissaggio delle lastre di marmo utilizzate per il rivestimento esterno.

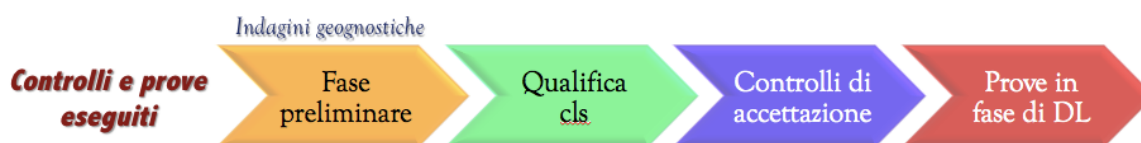


Figura 8 – Tipologia di indagini

4.2.3. Prove sul calcestruzzo

Tra le prove di accettazione rientrano le prove di rottura a compressione sui provini di calcestruzzo prelevati secondo le modalità indicate dalla Norma Visto che i volumi di miscela omogenea non sono stati superiori a 1500 mc il controllo di accettazione eseguito è stato del tipo “A”. Per tale tipologia di controllo, fattore determinante per stabilire il numero dei rilievi, sono i giorni di getto, essendo previsto comunque un prelievo per ogni giorno di getto. La Direzione dei lavori, *ad maiora*, tramite gli assistenti allo scopo incaricati, ha effettuato un prelievo per da ciascuna betoniera giunta in cantiere, indipendentemente se il numero dei prelievi fosse abbandonatamente superiore a quello necessario per eseguire il controllo di accettazione di tipo A. Tuttavia per contenere le spese poste da parte dell’Ente appaltante esclusivamente a carico dell’Impresa esecutrice, giornalmente sono stati portati in Laboratorio soltanto due provini tra tutti quelli prelevati dalle numerose betoniere giunte in cantiere. Inoltre l’assistente giornalmente ha provveduto a verificare lo stato di consistenza del calcestruzzo tramite la misura dello slump con cono di Abrams su dei prelievi effettuati random su alcune betoniere in arrivo, anche nelle ore più calde del giorno quando le temperature superavano abbondantemente i 35°C. Tale procedura non ha gravato sui costi oltre quanto prevedibile giacché in linea con le indicazioni della Norma, ma ha contribuito – come auspicato – a tenere alto il livello di attenzione di tutti gli operatori e soprattutto del produttore, che a sua volta, si è tutelato da possibili contestazioni procedendo a effettuare altri prelievi parallelamente a quelli eseguiti dall’assistente della DL. Tali modalità di controllo si sono dimostrate efficaci e i risultati ne hanno dato conferma. Sono stati certamente onerosi per la Direzione dei Lavori che ha presieduto tutte le fasi di getto, nella consapevolezza che così facendo, non ha fatto altro che assolvere correttamente e compiutamente all’incarico affidatogli.

Tabella 2 – Tabella riepilogativa dei campioni prelevati e di quelli sottoposti a prova di compressione

Calcestruzzo R_{CK} 25/30	Prelievo di campioni	38
	Prove di rottura a compressione	11
Calcestruzzo R_{CK} 28/35	Prelievo di campioni	228
	Prove di rottura a compressione	35

4.2.4. Prove sugli acciai

Le prove di accettazione dell'acciaio in barre o in profili segue le indicazioni dettate dalla Norma al § 11.3. Mentre per il controllo dei profili in acciaio componenti le strutture della copertura e il graticcio a sostegno della grande vetrata frontale sottostante il portale in c.a., non si sono avuti particolari difficoltà, prelevando presso lo stabilimento tre campioni per ciascuna tipologia di profilo adottato, per i tondini in barre da c.a., effettuare un prelievo per ciascuna tipologia di diametro e per ciascun lotto di spedizione in cantiere avrebbe comportato un numero di prove molto elevato e quindi pesanti costi a carico dell'Impresa.



Figura 9 – Quantificazione delle prove sugli acciai

Si è pertanto operato - come suggerito dalla Norma – in modo più semplice ma altrettanto efficace. La DL si recata presso lo stabilimento di lavorazione, ha proceduto al prelievo dei campioni per ciascun diametro e ciascuna delle colate dalle quali sarebbe stato preso tutto l'acciaio che poi sarebbe stato spedito, una volta lavorato, in cantiere. Si è vigilato sulla tracciabilità di ciascun lotto di spedizione, con particolare attenzione all'identificativo della colata alla quale apparteneva. Non rinunciando, comunque, al prelievo casuale di campioni da alcuni dei carichi arrivanti in cantiere.

Si è operato anche un controllo a campione sulle saldature sia sulle capriate sia della sottostruttura della grande vetrata, utilizzando come tecniche di controllo: la magnetoscopica e i liquidi penetranti.

4.2.5. Prove sui pali di fondazione

Come detto, i due corpi di fabbrica hanno strutture di fondazione costituite da un sistema di Plinti su pali collegati da travi. Di fondamentale importanza è, pertanto, l'esecuzione di prove di carico sui pali.

Le prova di carico su palo non sono lasciate alla discrezionalità del Direttore dei Lavori, ma sono obbligatorie a prescindere la tipologia di costruzione in cui sono impiegati. Più precisamente le NTC 2008¹⁶ richiede che tali prove debbano essere spinte ad un carico pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE, in numero funzionale al numero dei pali realizzati. Tale numero può essere *ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali*¹⁷. Nella relazione a struttura ultima deve darsene evidenza allegando il report di prova.

Tra le prove non distruttive, sicuramente devono essere contemplate i controlli d'integrità dei pali, richiesti anche da uno specifico paragrafo della Norma (*cf.* §6.4.3.6.), secondo cui occorre estendere tale controllo nella misura del 5% dei pali, con un minimo di due pali.

¹⁶ Cfr. § 6.4.3.7.2.

¹⁷ A tal riguardo le NTC 2018 sono ancor più precise nell'indicare che pur essendo indispensabili una prova di carico statica, condizione perché possano essere ridotte il numero di prove di carico statiche con prove dinamiche è quella di tarare quest'ultime su quelle statiche di progetto (eseguite) **su pali pilota**. Condizione questa, che esclude il ricorso alle prove dinamiche in tutti quei casi in cui si è proceduto al calcolo dei pali esclusivamente attraverso procedimento teorico-analitici o quando – come capita spesso nella fase di progettazione – mancano i fondi, specie per le piccole costruzioni, per l'esecuzione di costosissime prove di carico su pali pilota.

Nel caso particolare, non essendo state previste in fase di progettazione prove di carico su pali pilota, non si è potuto optare per una riduzione della quantità di prove statiche con prove dinamiche. Essendo 118 i pali complessivamente realizzati, 4 di essi sono stati sottoposti a prova di carico, scegliendoli tra i due corpi di fabbrica in base alla loro tipologia e rappresentatività. Le suddette prove sono state integrate con tre prove di ammettenza meccanica e 60 prove P.I.T (Pile Integrity test).

Come contrasto all'azione esercitata dai martinetti, sono state sfruttate le strutture di fondazione sovrastanti, dopo aver disposto armatura integrativa e verificata l'idoneità a sopportare le sollecitazioni indotte dal sistema di spinta.

La curva carico spostamento di tutti i pali sottoposti a prova indica un andamento lineare sino al raggiungimento del carico massimo di prova, mentre l'abbassamento residuo è stato assolutamente trascurabile.

Le prove di ammettenza meccanica hanno confermato l'uniformità di comportamento in termini di interazione terreno-fondazione per tutti i pali indagati.

Tutte le prove di integrità P.I.T. hanno dato conferma della corretta esecuzione dei pali accertando che la lunghezza reale coincideva con quella prevista in progetto e non si è verificato in alcun caso l'interruzione all'integrità del getto.



Figura 10 – Tipologia di prove sui pali di fondazione

4.2.6. Prova di carico su solaio a nervature incrociate

La risposta statica del campo di solaio di maggiori dimensioni (n.1 9x10 m) e della trave a spessore precompressa su cui lo stesso scarica su un lato, è stata analizzata attraverso una prova di carico eseguita prima della messa in opera del massetto dal laboratorio autorizzato Dismat srl.

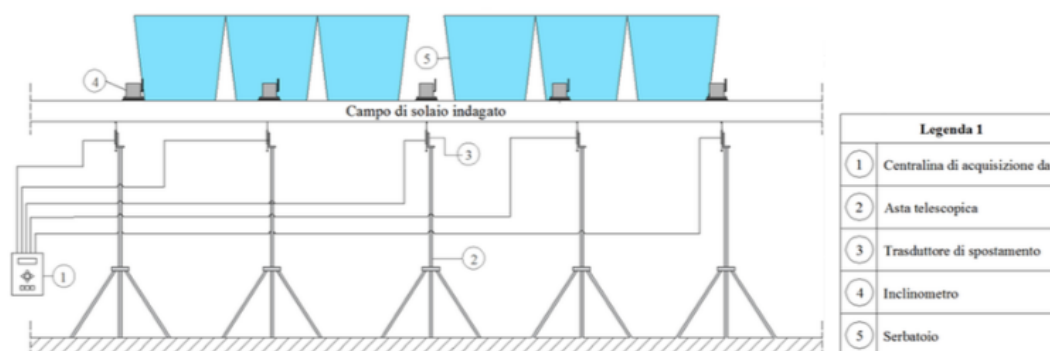


Figura 11 – Schema prova di carico con vasche e sistemi di rilevazione delle inflessioni e delle rotazioni

Particolare attenzione è stata posta nella predisposizione della prova, studiando il carico equivalente di prova e la sua disposizione, nonché la strumentazione di misura. Si sono infatti, adottati due sistemi di misura assolutamente indipendenti: il primo, di tipo diretto misurante gli spostamenti verticali tramite trasduttori di tipo potenziometrico, il secondo, indiretto, facente ricorso alla tecnica inclinometrica. La decisione di eseguire la prova con due metodologie di misura, funzionalmente indipendenti, è stata richiesta dalla DL perseguendo un duplice scopo: per ottenere un mutuo controllo dei risultati e per testare l'efficacia del metodo inclinometrico – già ampiamente utilizzato nel caso di impalcati da ponte - per la misura di piccolissimi spostamenti come quelli attesi nel caso in studio.

Si sono utilizzati 9 trasduttori di spostamento e 9 inclinometri; i primi sono stati disposti nel piano seminterrato, posizionandoli lungo i due assi ortogonali di simmetria del campo di solaio in corrispondenza delle estremità, del punto centrale e dei punti posti a 1/4 e 3/4 delle rispettive luci. Analogamente gli inclinometri, sono stati posti nelle omologhe posizioni, ma sulla superficie estradossale del solaio.

Il carico equivalente di prova è stato determinato in modo da indurre sul solaio le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche rare, ossia quelle generate dall'applicazione del carico accidentale (cat. C2), pari a 400 kg/m^2 e quello permanente, pari a 150 kg/m^2 , per un carico totale di 550 kg/m^2 esteso sull'intero campo di solaio. Si sono

quindi analizzati i risultati mediante lo studio di un modello dell'impalcato, lo stesso utilizzato per il calcolo, nell'ipotesi che i vincoli di estremità delle nervature siano del tipo "a incastro". Tale ipotesi di vincolo, apparentemente a sfavore di sicurezza, si è rilevata - a valle dell'analisi dei risultati - corretta e appropriata.

Avendo fissato un'area di carico pari a 520 x 850 cm, funzionale all'ingombro dei recipienti a disposizione, il carico di prova equivalente è risultato pari a 600 kg/m².

La prova è stata eseguita disponendo all'interno dell'area di prova 24 recipienti da 1000 l/cadauno, cioè un carico uniformemente ripartito pari a 524 kg/mq. Si è dunque eseguita la prova dividendo la fase di carico in 5 steps uguali. Ad ogni incremento del carico, dopo un periodo di stabilizzazione, sono state effettuate le letture dei due sistemi di misura; attraverso software dedicato in tempo reale si sono apprezzate le deformate nelle due direzioni.



Foto 10 – Fasi preparative della prova

L'elaborazione delle misure effettuate nella fase di carico mostrano come nella direzione 1-5, il campo di solaio ha assunto una deformata simmetrica rispetto all'asse di mezzeria al variare degli incrementi di carico con spostamenti proporzionali ai carichi.

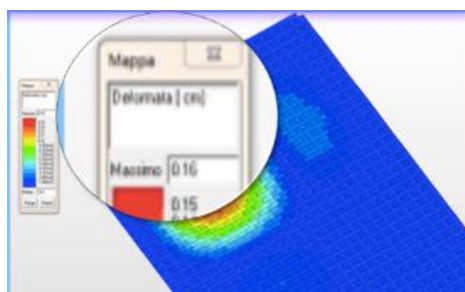


Figura 12 – Risultati numerici in termini di deformata

Nella direzione 6-9, le deformate tracciate al variare del carico si sono rilevate essere non perfettamente simmetriche rispetto alla mezzeria e ciò, perché risentono della diversa rigidezza delle travi di estremità e in particolare della trave a spessore pre-compressa su cui scaricano, provocando i cedimenti letti dal trasduttore Tr9.

La freccia massima registrata in corrispondenza del trasduttore centrale Tr3 è stata pari a 1,47 mm. Le deformate ottenute dall'elaborazione delle misure acquisite dagli inclinometri, rivelano un comportamento del campo di solaio qualitativamente analogo a quello rilevato con il primo sistema di misura, ma in questo caso la freccia massima è stata pari 1,30 mm, non risentendo dell'abbassamento delle travi di appoggio.

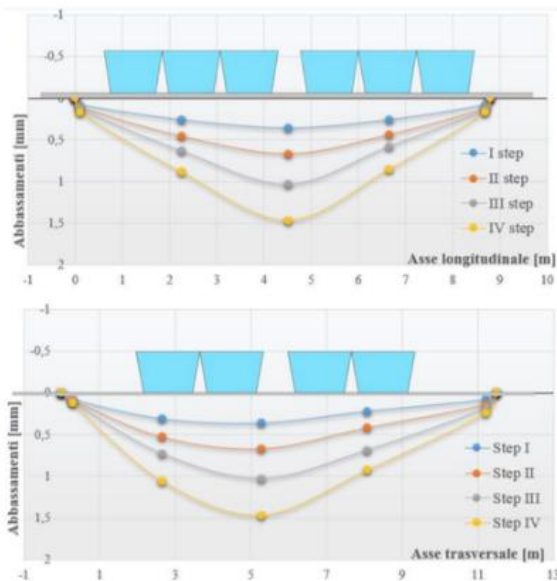


Figura 13 - Deformate al variare del carico nelle due direzioni registrate tramite trasduttori di spostamento

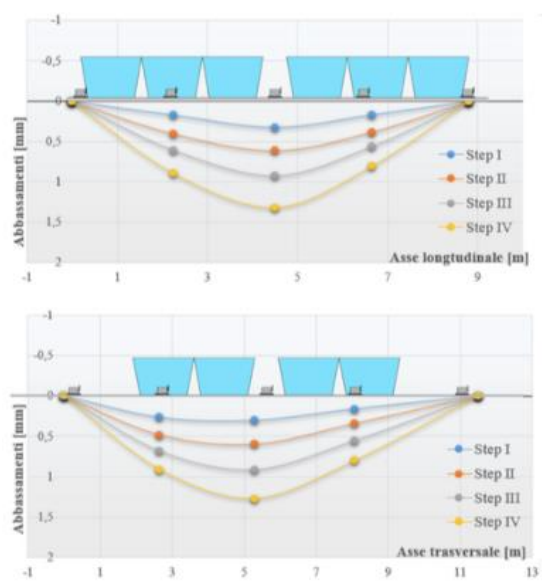


Figura 14 - Deformate al variare del carico nelle due direzioni registrate tramite inclinometri

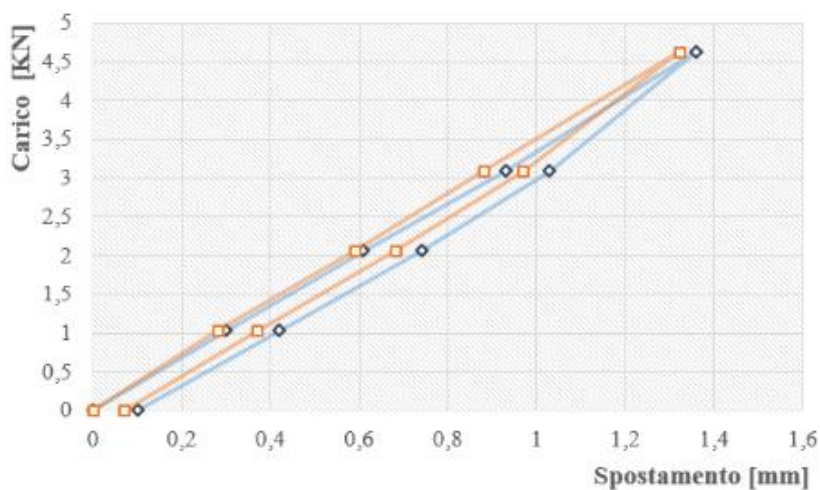


Figura 15 Diagramma carico-spostamento (in rosso – trasduttore 3 – in blu inclinometro)

Si è proceduto alla comparazione tra i risultati teorici, calcolati ipotizzando agente il carico di prova e la sua effettiva collocazione e quelli sperimentali. Da tale studio si evince come

la freccia teorica risulta addirittura superiore (+21%) a quella sperimentale. Le motivazioni di tale differenza sono certamente imputabili al contributo benefico della continuità strutturale offerta dalla caldana e del suo spessore che in realtà si è verificato essere di 6 cm anziché 5 cm come da progetto.

La perfetta linearità della risposta deformativa in fase di carico e la ridottissima freccia residua (0,1 mm) costituiscono ulteriori informazioni rassicuranti sull'idoneità del solaio a supportare i carichi indicati dalla Norma rispondendo secondo le previsioni progettuali.

4.2.6. Prova di carico del sistema di fissaggio del rivestimento in pietra

Il progetto architettonico prevedeva per i due prospetti laterali del corpo "A", aventi una superficie di circa 900 mq, l'utilizzo di lastre di due cm di spessore, aventi altezza di 30 cm e lunghezza variabili tra 40 a 60 cm, di "Pietra di Modica".



Foto 11 – Particolare prospetto Ovest

Tuttavia in fase progettuale non era stata dedicata sufficiente attenzione alle modalità operative da adottare per il loro fissaggio alla parete. La DL ha dovuto affrontare il problema che si è immediatamente presentato tutt'altro che banale. Da una parte, occorreva rispettare l'esigenza di assicurare ciascuna lastra al paramento murario così da garantire nel tempo la tenuta a fronte di stati di coazione termici, deterioramenti della resina adesiva e qualsiasi altra possibile causa di distacco, dall'altra, l'esigenza architettonica di non maculare la superficie delle lastre con tasselli esterni.

Il problema della tenuta delle lastre e della durabilità del sistema, è posto chiaramente anche dalla norma Uni 11521:2013, dedicate alla progettazione, posa e manutenzione dei rivestimenti. A tal riguardo la norma specifica che *“Deve essere valutata, da parte del progettista la necessità di prescrivere l'adozione di un idoneo fissaggio meccanico di sicurezza”*, già superando i 300 cm di altezza dal suolo. Figuriamoci per una parete che raggiunge i 21 m di

altezza!

Come è noto, le norme Uni, sebbene siano norme volontarie, sono anche le norme del “buon costruire”, ossia un riferimento di fondamentale importanza anche giuridica in tutti quelle situazioni in cui vi è da stabilire se un certo lavoro è stato eseguito a regola d’arte. Preso atto che la resina adesiva, seppur di ottima qualità, non potesse dare garanzie di tenuta nel tempo per il caso particolare, si sono quindi vagliate diverse soluzioni da associare all’in-collaggio, anche dal punto di vista economico. La più semplice e funzionale alle esigenze sopra espresse, è stata quella di adottare un sistema di fissaggio meccanico costituito da una piastrina in acciaio inox di 5/10, marcata CE, con linguetta anti-scivolo da inserire a pressione nella lastra in un inciso obliquo praticato con apposito scanalatore da un chiodo-tassello per il fissaggio della piastrina al paramento murario.



Foto 12 – Particolare sistema di fissaggio

Il sistema di fissaggio è completamente a scomparsa e quindi risponde alla prima esigenza di natura architettonica. Si è quindi proceduto a verificare e testare attraverso una serie di tre prove a strappo, effettuate in situ, il sistema di fissaggio nella sua completezza composto dalla piastrina, dal tassello, dal traversato e dal forato costituente il paramento.

Le prove sono state condotte applicando il carico attraverso uno strumento di pull-off alla linguetta della piastrina, sino al massimo carico sopportabile dal sistema. È emerso come il carico limite fosse dipendente dalla tenuta della linguetta di fissaggio della piastrina e che coincidesse con le prestazioni dichiarate dal produttore. Essendo tale carico pari a circa cinque volte il peso massimo di una lastra, si è ritenuto che tale sistema fosse idoneo a svolgere la funzione di sostegno *passivo* del rivestimento murario esterno in “Pietra di Modica” trattene-
tenendo le lastre dalla libera caduta nell’eventualità si verificasse un loro distacco dalle pareti interessate.

Considerazioni finali

Dall’esperienza svolta durante le fasi costruttive dell’opera, in riguardo le prove e le inda-

gini sperimentali svolte nella fasi costruttive, si possono trarre utilmente le seguenti considerazioni:

- A. La costante presenza della DL nelle varie fasi di getto del calcestruzzo e il prelievo costante da ciascuna betoniera arrivante in cantiere, ha contribuito a mantenere alta l'attenzione del produttore e degli operatori, divenendo un vero e proprio deterrente verso qualsiasi iniziativa che potesse compromettere la qualità del calcestruzzo;
- B. L'esecuzione delle prove eseguite sull'acciaio in barre, quando la fornitura avviene attraverso un numero elevato di lotti di spedizione, diviene un problema economico – per la numerosità e ridondanza dei campioni – e creerebbe continue non conformità sul rispetto della prescrizione normativa secondo cui i controlli dell'acciaio devono avvenire prima del getto del calcestruzzo, perché ciò causerebbe continue interruzioni nel processo costruttivo. In tali situazioni è assolutamente necessario procedere al controllo delle forniture già presso lo stabilimento di presagomatura, salvo poi accertare che la fornitura in cantiere sia tracciata e provenga dalle colate su cui sono stati effettuati i controlli;
- C. La prova di carico sul solaio a doppia nervatura, eseguita con un doppio sistema di misura, ossia con trasduttori di spostamento e con inclinometri, ha permesso di verificare la perfetta congruenza dei risultati sperimentali ottenuti con due sistemi di misura funzionalmente indipendenti e di apprezzare la deformata in termini assoluti e relativi dl campo di solaio rispetto alle strutture che lo sostengono;
- D. La prova di carico sul sistema di fissaggio delle lastre di pietra naturale, ha permesso alla DL di procedere all'esecuzione della lavorazione con la consapevolezza sperimentale dell'efficacia del sistema rispetto alla sicurezza anche dopo eventuali distacchi;
- E. Le prove di accettazione dei materiali, insieme a quelle comunemente richieste dalla DL per il controllo delle lavorazioni ritenute fondamentali per la sicurezza di un opera di medie dimensioni, risultano avere un'incidenza non indifferente sui margini di utile dell'impresa esecutrice, alla quale è chiesto molto spesso - da contratto - l'accollo di tali spese. Se ne deduce che, nei lavori privati, le imprese invitate a formulare un'offerta, farebbero bene a porre la dovuta attenzione a tale voce di spesa, accertando se è posta a carico dell'impresa appaltatrice e, in tal caso, procedere a una stima sintetica dell'importo, spesso omesso dal committente.