

ADEGUAMENTO STATICO E SISMICO CONNESSO AL MIGLIORAMENTO FUNZIONALE DEI PONTI

Paolo Foraboschi

Dipartimento di Costruzione dell'Architettura
Università **IUAV** di Venezia
Dorsoduro 2206 ; Convento delle Terse
30123 – Venezia

1. DOMANDA DI CONTROLLO DEI PONTI (Figure dalla 1 alla 12)

I ponti e le infrastrutture in genere devono sopportare, nella vita di servizio: 1- azioni persistenti, quali i pesi propri ed i pesi dei componenti non-strutturali, 2- azioni frequenti, quali sovraccarichi accidentali d'uso (veicoli e pedoni) e naturali (va e viene dell'azione eolica, eventi temporaleschi, movimenti fondali, fluttuazioni termiche, aggressioni chimiche, abrasioni fisiche), 3- ed azioni estreme (carichi mobili eccezionali, severe azioni ambientali). Le 1- azioni persistenti e 2- frequenti causano un continuo degrado delle prestazioni meccaniche della struttura. Le 3- azioni estreme (posto che non provochino il collasso) provocano un danneggiamento strutturale discontinuo nel tempo, ma anch'esso progressivo. Il degrado continuo ed il danneggiamento discontinuo dipendono dalla tipologia, dalla qualità costruttiva, dalla manutenzione, dall'uso, ma sono ineludibili. Invero, discorsi analoghi valgono per tutti i manufatti. Rispetto alle altre tipologie, tuttavia, nei ponti i fenomeni che portano alla crisi evolvono più repentinamente una volta innescati. Inoltre lanciano minori segnali di quanto stia avvenendo. Infine, i coinvolgimenti in termini di protezione civile sono maggiori, e la manutenzione è complessivamente più onerosa. Per cui, il problema dell'invecchiamento dei ponti assume speciale rilevanza.

Nei ponti in C.A. e in C.A.P. il principale fenomeno degradante è la corrosione dell'acciaio conseguente alla carbonatazione del cls e all'azione dei cloruri (specie i sali antigelo). Il fenomeno è congenito. Ad un certo momento della vita di servizio, variabile a seconda del manufatto, dunque, il consolidamento strutturale si impone.

Nei ponti in acciaio a regola d'arte, la manutenzione ordinaria riesce a procrastinare notevolmente la manutenzione straordinaria, spesso anche oltre la vita utile di progetto. Sennonché la manutenzione ordinaria richiesta da un ponte in acciaio è onerosa al punto da non incontrare sempre riscontro adeguato.

Nei ponti in muratura, l'involuzione strutturale non riguarda generalmente la struttura primaria d'impalcato: l'arco invecchia ad una velocità marginale. La concezione costruttiva e la qualità del costruito, dal canto loro, interessarono l'atto del varo (rimozione delle centine). In questo senso, la longevità del ponte conferma un'adeguata qualità della volta. Gli altri componenti murari — spalle, pile, muri di contenimento del rinfianco, etc. — un certo invecchiamento lo possono presentare. Questo però progredisce ad una velocità molto più lenta rispetto agli omologhi componenti in C.A. o in acciaio.

L'invecchiamento della muratura deriva dal degrado della malta (e un po' dei blocchi). In effetti, la muratura resisterebbe per massa, e in questo senso sarebbe esente da degrado. Ma inevitabilmente talune compagini murarie, anziché per massa, sono impegnate a trazione — ripartizione dei carichi, diffusione delle azioni concentrate, urti, fenomeni fondali o idraulici — e la resistenza a trazione è soggetta ad un progressivo degrado.

A ben vedere, dunque, l'invecchiamento di una muratura è un fenomeno sussistente e che come tale deve essere preso in considerazione, ma che riguarda soltanto le situazioni locali. Per di più, l'invecchiamento di una muratura — diversamente dal C.A. e dall'acciaio — accresce l'estetica dell'opera.

Le azioni esterne estreme che possono interessare un ponte derivano (1) dalle combinazioni dei carichi d'uso, ivi compreso gli effetti dinamici; (2) dalle azioni ambientali; (3) e dalle fondazioni. Segnatamente alle fondazioni, è ben noto il problema dello scalzamento del piede dovuto all'erosione fondale o all'abbassamento dell'alveo. La congiuntura tra lo scalzamento fondale e le più severe azioni ambientali (in particolare quelle idrauliche) rappresenta una sorgente di rischio statico.

Il degrado ed il danneggiamento impongono il controllo strutturale: la sicurezza di un'infrastruttura esistente a fronte delle azioni estreme deve essere periodicamente controllata. Quando la verifica non è soddisfatta, occorre riabilitarla. Si precisa, ancorché banale, che il termine sicurezza si riferisce non soltanto alla portanza, ma anche all'uso: la sicurezza strutturale quantifica il margine con cui le prestazioni d'esercizio — *fruizione* e *durabilità* — ed ultime — *portanza* — sono soddisfatte. In effetti, il controllo strutturale non è una singolarità dei ponti, ma riguarda tutti i manufatti. Però, nei ponti il controllo assume una rilevanza maggiore.

2. DOMANDA DI ADEGUAMENTO STATICO DEI PONTI (Figure dalla 13 alla 24)

I moderni carichi permanenti di un ponte di solito sono maggiori rispetto ai carichi originari (ispessimento della soletta e della massicciata, nuove barriere di protezione, allargamenti del piano viario, etc.). L'incremento dei permanenti può determinare inadeguatezza strutturale, o anche un drastico innalzamento della velocità di degrado strutturale. Volendo graduare la riduzione di sicurezza conseguente all'aggiunta di carichi permanenti, di solito a risentirne maggiormente sono i ponti in acciaio (i pesi propri possiedono un'inerzia moderata), ed i ponti in C.A.P. (l'aumento di peso può rendere secondario il ruolo dell'armatura attiva). I ponti in C.A. risentono dell'aumento ponderale in misura certamente apprezzabile, ma minore che le due predette tipologie. I ponti in muratura ne risentono meno di tutti. In particolare, l'arco d'impalcato è, come minimo pressoché diafano agli incrementi dei carichi permanenti, purché simmetrici. Anzi, spesso ne trae addirittura beneficio. Qualche conseguenza la subisce invece la spalla, talvolta la pila, dei ponti ad arco. Fanno parziale eccezione i ponti ad arco molto ribassati, laddove il calo di sicurezza dovuto ad una stesa uniforme è comunque modesto.

I moderni sovraccarichi accidentali delle infrastrutture, che già sono tangibilmente maggiori a quelli prescritti ai ponti stradali del passato prossimo, sono decisamente superiori a quelli dei ponti carrozzabili (o pedonali). L'incremento dei sovraccarichi può determinare inadeguatezza strutturale. È appena il caso di ribadire che buona parte del rischio statico dovuto ai sovraccarichi accidentali deriva dalla stesa, la quale può essere qualsiasi; in particolare la stesa può tendere all'antimetria.

Volendo graduare la riduzione di sicurezza dovuta ai sovraccarichi attuali, spesso a risentirne maggiormente sono i ponti in muratura. I ponti ad arco in muratura soffrono i carichi asimmetrici (inoltre il carico originario era assai minore). Poi i ponti in acciaio (sempre perché trattasi di strutture leggere). Quindi i ponti in C.A.P. (l'aumento dei sovraccarichi può trasformare la precompressione, da totale a parziale). I ponti in C.A. ne risentono in misura più contenuta.

In sintesi, molti ponti sono inadeguati indipendentemente dal degrado o dal danneggiamento. D'altronde, quelle infrastrutture continuano a prestare servizio. Inoltre, a fronte dei carichi frequenti, lo stato d'insicurezza strutturale non emerge. I fenomeni di inadeguatezza, oltre a non emergere dal servizio, spesso nemmeno risultano da una prova di carico di collaudo. L'inadeguatezza si palesa soltanto a fronte delle situazioni più severe, il cui tempo di ritorno è di molti anni.

Si conclude quanto segue. Lo stato di servizio di un ponte e di un'infrastruttura, anche se lungo ed esente da inconvenienti, non certifica alcunché riguardo, non solo al comportamento futuro, ma nemmeno alla sicurezza presente. Pertanto, i ponti costruiti nel passato ed usati come infrastrutture richiedono un controllo alla luce dei moderni standard d'uso e di sicurezza strutturale. Il controllo può mettere in luce l'esigenza di un intervento d'adeguamento.

3. DOMANDA DI ADEGUAMENTO SISMICO DEI PONTI (Figure dalla 25 alla 31)

Il territorio italiano è stato recentemente riclassificato sismicamente. La riclassificazione ha perequato la discrasia tra la sismicità riconosciuta dalle normative e la sismicità effettiva delle varie zone nazionali. La riclassificazione ha quindi sanato le gravi lacune di protezione civile segnatamente al rischio sismico.

Congiuntamente alla riclassificazione, nuove norme tecniche sono state statuite per la progettazione antisismica di edifici, ponti, torri, serbatoi, fondazioni, opere geotecniche, e per la stima della sicurezza strutturale delle costruzioni esistenti. Tale sistema integrato di norme — peraltro allineato alle norme dei paesi ad elevata sismicità — è stato ravvisato quale profonda modifica rispetto alle precedenti normative.

Le nuove regole tecniche sismiche appartengono alle norme di nuova generazione, laddove le norme tradizionali ormai erano rimaste in vigore di fatto solo nel nostro paese (almeno Europeo). Le norme di nuova generazione hanno un carattere esclusivamente prestazionale e quindi esplicito e naturale. Per contro, le vecchie norme avevano un carattere puramente prescrittivo e quindi convenzionale e artificioso.

Invero, la rivoluzione normativa dell'Ordinanza n° 3274, quantunque tutt'altro che disconoscibile, è comunque minore di quella che comunemente viene attribuita a tale documento. Intanto la normativa predetta discende dall'Eurocodice 8 (ultima versione: UNI ENV 1998-1.1.1997), la cui stesura è avvenuta più di qualche anno fa. Ma soprattutto, la precedente norma sismica, ossia il D.M. LL.PP. del 16 gennaio 1996, aveva anticipato alcuni degli elementi innovativi dell'Ordinanza. Tra gli elementi innovativi del predetto D.M. si rimarca l'introduzione degli Stati Limite nella sismica. Ma non solo. Il predetto D.M. deve essere contemplato unitamente alla Circolare esplicativa del M.LL.PP. datata 10 aprile 1997. Di questa circolare, in particolare, importanza notevole è rivestita dall'allegato 1 — *Indicazioni*

costruttive per le strutture in C.A. — e dall'allegato 2 — *Interazione tra telai e pannelli murari di tamponatura* — i quali danno rispettivamente corpo a fondamentali prescrizioni del D.M. di riferimento. In particolare, l'allegato 1 indica come la capacità dissipativa possa essere ingenerata e l'allegato 2 come il calcolo possa conteggiare gli elementi portati.

Il motivo per il quale il carattere innovativo del suddetto D.M. sia stato riconosciuto solo in parte è che — benché carenti — le verifiche secondo il metodo delle tensioni ammissibili erano mantenute vive, mentre l'Ordinanza 3274 non può contemplarle nemmeno per le situazioni di particolare semplicità e regolarità. E che le prescrizioni di dettaglio suddette erano contenute nella circolare ma non nel D.M., mentre l'Ordinanza costituisce un corpo unico. Ma soprattutto gli effetti professionali dell'Ordinanza debbono essere ponderati in abbinamento alla riclassificazione sismica. Comuni che non avevano posto problemi di progettazione antisismica, benché storicamente sinistrati da sismi anche severi, si trovano bruscamente a dover progettare con criteri sismici.

Ad ogni modo, che l'Ordinanza abbia un carattere innovativo limitato è da vedersi come un pregio. Grave sarebbe se una normativa fosse rivoluzionaria. E questo non solo sul piano scientifico, ma anche sul piano procedurale. Si pensi a quanta sperimentazione sul campo (ossia a livello professionale) fu fatta in Europa prima di introdurre il metodo degli Stati Limite. E non perché rimanessero dubbi teorici. I dubbi erano solo sull'operatività.

La grandezza assunta non solo dall'Ordinanza per sintetizzare lo scuotimento sismico è il picco dell'accelerazione orizzontale al suolo (simbolo: a_g). L'azione sismica è misurata dall'accelerazione orizzontale massima sul suolo di categoria A. I rischi, le probabilità e parimenti i tempi di ritorno vengono riferiti alla predetta accelerazione al suolo.

Segnatamente ai ponti, la protezione sismica individua due obiettivi diretti ed un obiettivo che sta sullo sfondo ma che pure esiste, quantunque il suo perseguimento possa essere indiretto.

(1) Il primo obiettivo diretto verte sul valore di a_g caratterizzato da un tempo di ritorno di almeno 475 anni: sisma di forte intensità, detto sisma di progetto. Più nello specifico, la probabilità di occorrenza del sisma di progetto è inferiore al 10 % in 50 anni. Si parla di azione sismica di progetto.

Questo evento sismico, oltre a non causare il collasso dell'opera, deve garantire l'assorbimento dello sciame sismico e la transitabilità richiesta dalle operazioni di soccorso post-sismico, quantunque con una capacità ridotta di traffico.

(2) Il secondo obiettivo diretto verte sul valore di a_g caratterizzato da un tempo di ritorno di almeno 150 anni. Più nello specifico, la probabilità di occorrenza di questo sisma è inferiore al 0.30 % in 50 anni. Il valore di a_g corrispondente a questa circostanza è pari ad una volta e mezzo il valore avente tempo di ritorno pari a 450 anni.

Questo evento sismico deve produrre al più danni strutturali trascurabili, ossia tali da non richiedere né limitazioni del traffico, né interventi urgenti.

(3) L'obiettivo indiretto verte sul valore di a_g caratterizzato da un tempo di ritorno di 2475 anni: sisma catastrofico. Più nello specifico, la probabilità di occorrenza del sisma catastrofico è inferiore allo 2 % in 50 anni.

Questo evento sismico non deve determinare il crollo dell'opera. Per contro, l'opera non può più essere utilizzata e lo sciame sismico potrebbe determinarne il crollo.

3.1 Ponti in C.A. e in C.A.P.

Il carattere prestazionale delle normative comporta la dichiarazione degli obiettivi che la progettazione deve perseguire e la giustificazione dei metodi di analisi e di dimensionamento contemplati (anche perché il progettista può proporre metodi alternativi, la cui equivalenza deve poter essere provata).

I criteri generali di progettazione di un ponte sono i seguenti.

I. L'azione sismica di progetto deve trasformare il ponte in un meccanismo dissipativo stabile, e la dissipazione deve essere limitata alle pile.

II. Il maggior numero di pile deve essere impegnato plasticamente sotto l'azione sismica di progetto.

III. Capacità dissipativa non è richiesta ai seguenti elementi: impalcato, appoggi, fondazioni terreno fondale, spalle. Tali elementi debbono quindi rimanere in campo elastico sotto il sisma di progetto.

Questo obiettivo deve essere colto con la gerarchia delle resistenze. Gli elementi che debbono garantire un comportamento elastico sotto l'azione sismica di progetto vengono dimensionati con la massima azione interna che gli elementi dissipativi possono trasmettere loro e non con la massima azione di calcolo.

IV. La cinematica della struttura deve limitare gli spostamenti relativi tra le parti, evitando martellamenti, perdite d'appoggio, etc.

3.2 Ponti in muratura

Le costruzioni in muratura sono governate da leggi geometriche, mentre le leggi meccaniche non controllano la sicurezza e la fruibilità. Più precisamente, ciò vale pienamente e rigorosamente per archi, volte e cupole; ma comprende con sufficiente approssimazione anche paramenti e colonne. In particolare, il calcolo tensionale ed il conseguente confronto fra la tensione massima e la tensione limite è del tutto privo di senso nelle murature.

Appunto per questo i costruttori del passato riuscirono ad edificare tante opere splendide e durature, raggiungendo un formidabile livello d'arditezza e di complessità. I manufatti che essi costruivano seguono leggi che possono essere agevolmente intuite e perfezionate sul campo, e che possono essere facilmente tramandate. Per esempio, esiste un rapporto massimo tra la luce e lo spessore per ciascuna tipologia voltata. Nell'arco semicircolare senza rinfianco tale rapporto vale 19.5, come noto. Mantenendosi sotto quel rapporto, di fatto la volta funziona quale che sia il livello di carico; e quindi garantisce la staticità a prescindere dal livello tensionale. Conseguentemente, si può realizzare una volta pur ignorando tali rapporti. Una volta che garantisce la staticità all'atto del disarmo, infatti, garantisce la staticità per i secoli a venire, salvo eventi eccezionali. Come pure la garantiscono tutte le volte simili. Pertanto, un singolo caso concreto funge da modello ad infiniti casi. Inoltre, se si vuole coprire una luce maggiore, si può usare la stessa tipologia semplicemente aumentandone in proporzione lo spessore. Se invece si vuole adottare uno spessore inferiore a quello minimo della tipologia, basta gettare uno strato di rinfianco sull'estradosso prima di togliere le centine. Pure la minima profondità del rinfianco segue leggi geometriche, determinabili in opera con una singola sperimentazione.

La storia delle costruzioni è contrassegnata da tale aspetto. I costruttori del passato procedevano per similitudine rispetto all'esistente. Talvolta, qualche costruttore ardito realizzava un'opera innovativa. Se la costruzione sopravviveva al varo — apoditticamente, noi osserviamo solo quelle — tale costruzione diventava un nuovo modello, reiterabile nella prassi.

Dunque, non occorre la meccanica delle strutture per realizzare una muratura. Basta la geometria. La meccanica serve per giustificare le costruzioni murarie; ma per edificarle può essere ignorata. Come in effetti è stato. Le tecniche costruttive ed il tracciamento rappresentavano il punto cruciale. In questo i costruttori del passato erano valenti. Si pensi al tracciamento della cupola di *Santa Maria del Fiore*. Quello rappresentò il problema cruciale; e in quello il costruttore fu formidabile. È vero che Brunelleschi ricalcò quanto già realizzato da altri. Ma lo riprodusse su una scala talmente maggiore da rendere la sua cupola essa stessa il nuovo modello di riferimento, soprattutto per la tecnica costruttiva.

Diverse sono le costruzioni in C.A. ed in acciaio. Tali costruzioni sono governate da leggi meccaniche, oltre che geometriche. Il comportamento delle strutture in C.A. o in acciaio non può essere acquisito soltanto sul campo. L'esperienza, il cui ruolo è comunque imprescindibile, deve integrarsi alla teoria. Evidentemente non è un caso che la meccanica strutturale sia stata sviluppata con l'avvento delle costruzioni in acciaio ed in C.A. .

La sismica sfugge ai discorsi suesposti. Il comportamento sismico delle costruzioni in muratura, oltre che delle costruzioni in C.A. ed in acciaio, non è governabile esclusivamente con la geometria. A ciò si aggiunge un fatto. Il tempo di ritorno dei sismi distruttivi è superiore alla vita media dell'uomo, soprattutto del passato. Per cui, i costruttori non arrivavano a formarsi quelle conoscenze empiriche di ausilio per realizzare costruzioni anti-sismiche.

A ben vedere, la mancanza di criteri costruttivi antisismici ha interdetto la sopravvivenza ad una notevole frazione delle costruzioni storiche. Ciò non significa che le costruzioni arrivate ai giorni nostri abbiano soltanto approfittato di fortunate coincidenze costruttive, laddove pure quelle hanno contato. Le tecniche esecutive ed i canoni costruttivi comuni a tutte le costruzioni recitano un ruolo importante. Una costruzione muraria realizzata secondo le regole dell'arte ha maggiore probabilità di sopravvivenza anche ai terremoti di maggiore impegno, pur se costruita ignorando le tecniche costruttive antisismiche.

La longevità di un edificio, se da un lato comprova la felice concezione e la buona qualità costruttiva, dall'altro non comprova la sua attuale adeguatezza sismica. Molti edifici storici sono sismicamente inadeguati pur avendo attraversato i secoli. La cosa rimane valida anche per gli edifici che sono sopravvissuti a sismi anche violenti. Tre sono le ragioni.

(1) Una costruzione può essere arrivata ai giorni nostri senza aver sopportato azioni sismiche onerose, sebbene la sua zona sia stata investita da sismi violenti. (1-a) Un'elevata magnitudo del terremoto non comporta necessariamente un'accelerazione parimenti elevata al piede della costruzione. (1-b) Un'elevata accelerazione al piede non comporta necessariamente una parimenti elevata sollecitazione nella costruzione.

(1-a) Una cosa è l'energia rilasciata durante il terremoto, la cui misura è appunto la magnitudo. È evidente che una maggiore magnitudo determina un maggiore scuotimento degli edifici coinvolti, tutto il resto uguale. Ben altra cosa è l'azione sismica al piede della costruzione. L'azione sismica dipende

anche del terreno attraversato dal terremoto. Il terreno funge da filtro alle onde sismiche nel loro tragitto dall'epicentro al piede della costruzione: la natura degli strati e la distanza influenzano l'azione. Ragion per cui lo stesso terremoto può comportare un'azione impegnativa in un sito e meno impegnativa in un altro sito della stessa zona.

(1-b) Una cosa è l'azione sismica, la cui misura è espressa dall'accelerogramma al piede della costruzione. È evidente che una maggiore accelerazione massima determina un maggior scuotimento dell'edificio, a parità di condizioni. Ben altra cosa è la sollecitazione indotta dall'accelerogramma sulla costruzione. La sollecitazione dipende da quattro ulteriori circostanze.

I. Contenuto in frequenza dell'accelerogramma, in rapporto alle frequenze naturali della costruzione. La stessa azione sismica può produrre effetti esiziali in certe tipologie (per esempio su edifici bassi), ed effetti moderati in altre tipologie (per esempio su edifici alti).

II. Direzione della componente orizzontale dell'azione al piede. Lo stesso accelerogramma — stessa intensità, stesso contenuto spettrale e stessa durata — sulla stessa costruzione può avere effetti distruttivi in una direzione, mentre effetti moderati in un'altra direzione.

III. Durata dell'accelerogramma. Dieci-quindici secondi in più possono essere fatali.

IV. Interazione tra il suolo e la struttura. La forma dell'accelerogramma nel dominio delle frequenze, nonché la conformazione del terreno e della fondazione incidono a questo proposito.

Insomma l'edificio può essere sopravvissuto a sismi violenti in senso generale, ma non particolarmente onerosi per quella che è la sua vulnerabilità. Non per questo un sisma oneroso per l'edificio è da escludersi in futuro.

(2) Il naturale invecchiamento di un edificio implica che lo stesso sisma si trova di fronte un edificio diverso a seconda dell'epoca in cui investe l'edificio stesso. Conseguentemente l'edificio che adesso sopporta un certo sisma è diverso dall'edificio che ha sopportato lo stesso sisma nei secoli addietro.

(3) Le masse attualmente presenti possono essere maggiori che in passato. I carichi permanenti ed i sovraccarichi accidentali dovuti alle moderne destinazioni d'uso sono statisticamente maggiori che in passato. Un caso emblematico d'incremento dei carichi permanenti è rappresentato dall'impalcato dei ponti in muratura (massicciata, strato di usura, manto). Per gli accidentali la cosa è evidente in tutte le costruzioni. Gli effetti sismici sono proporzionali alle masse. Pertanto le masse moderne comportano effetti sismici maggiori che in passato, a parità di azione sismica al piede.

3.3 Adeguamento sismico dei ponti

Il quadro sopra tracciato — degrado, danneggiamento, vulnerabilità sismica concordemente all'istanza di conservazione — segnala (posto che ce ne fosse bisogno) che una notevole porzione delle costruzioni storiche necessita l'adeguamento sismico.

Il discorso vale in particolare per i ponti. Difatti, molti ponti pongono il problema dell'adeguamento funzionale. L'adeguamento funzionale spesso richiede l'allargamento dell'impalcato. La sola disposizione della barriera di sicurezza a norma ingombra l'impalcato per una larghezza di 50 ÷ 60 cm per parte. Conseguentemente, l'adeguamento funzionale può richiedere l'adeguamento sismico anche nel caso di ponti sismicamente poco vulnerabili in condizioni iniziali.

Il discorso vale soprattutto per i ponti in muratura. La sicurezza sismica dei ponti in muratura spesso non è garantita, specie nel caso d'allargamento della carreggiata stradale. Difatti, gli allargamenti sono abitualmente ottenuti con lastre tipo *predailles* (*bausta*) che comportano notevoli masse aggiunte.

Le tradizionali tecniche di adeguamento sismico sono assai invasive. L'armonizzazione dell'istanza di asismicità con l'istanza conservativa e restaurativa è ardua con le tecniche tradizionali. Questa considerazione promuove la ricerca e la messa a punto di nuove tecniche d'adeguamento strutturale. A ciò si aggiunge che alcune tradizionali e diffuse tecniche d'adeguamento si sono rivelate inefficaci, se non addirittura dannose. Un caso eloquente è rappresentato dagli impalcati rigidi (degli edifici e dei ponti). L'irrigidimento si è rivelato foriero di riflessi negativi se condotto senza la peraltro non semplice solidarizzazione alle strutture verticali e senza preoccuparsi delle capacità dissipative.

L'autore propone una tecnica di adeguamento sismico efficace sul piano strutturale e contemporaneamente rispettosa dell'istanza conservativa dell'edificio.

Si premette che, per chi scrive, un intervento su una costruzione in muratura è conservativo solo se non modifica il comportamento strutturale di servizio. A questo proposito si ricorda che il comportamento d'esercizio di una muratura non incontra limiti. Pertanto l'innalzamento della risposta di servizio è inutile. Difatti, le murature sono strutture prevalentemente compresse. Perciò la loro freccia è sempre marginale, come pure le vibrazioni. Nel senso che là dove tali eventi sono apprezzabili, la struttura funziona in modo innaturale. E il malfunzionamento è da rimuovere per ragioni di sicurezza, prima ancora che di fruibilità. La domanda di riduzione della freccia non sussiste quindi nelle muratu-

re. Inoltre, la fessurazione rappresenta un evento naturale per le costruzioni murarie. E comunque la fessurazione è ineludibile. La domanda d'eliminazione della fessurazione, o anche di riduzione dell'apertura delle fessure, non ha quindi consistenza nelle murature.

Tirando le somme, l'eventuale inadeguatezza strutturale di una muratura può essere soltanto nei confronti del comportamento ultimo. Più nello specifico, l'unica possibile carenza di una struttura muraria è che il carico estremo di progetto sorpassi il carico ultimo portato dalla struttura. In quel caso — e solo in quello — occorre intervenire: il senso del confronto deve essere sovvertito.

Chi osserva un'opera riabilitata senza che il comportamento d'esercizio sia stato alterato osserva una struttura che lavora in condizioni naturali. Il comportamento meccanico esibito dal manufatto è quello proprio della costruzione: il comportamento concepito dal costruttore, s'intende modificato dal naturale invecchiamento (nonché dagli eventuali manomissioni del passato). La struttura si avvale dell'intervento solo a fronte delle azioni estreme. Le azioni estreme hanno però tempo di ritorno maggiore di 100 anni e agiscono per brevi periodi. Quindi, la struttura lavora in condizioni innaturali soltanto in marginali periodi di tempo della vita di servizio. D'altronde quei funzionamenti estranei alla struttura consentono alla costruzione di sopravvivere.

L'intervento proposto per l'adeguamento sismico delle costruzioni storiche — in particolare dei ponti architettonicamente significativi — realizza una travatura reticolare ideale all'interno delle masse murarie. Una travatura reticolare è composta da aste compresse (puntoni) ed aste tese (tiranti). Le aste compresse della tecnica proposta sono costituite dalla muratura. Trattasi di ideali puntoni murari. Le aste tese della tecnica proposta sono costituite da apporti esterni. Trattasi di nastri oppure lamine incollati alla muratura. Il materiale degli apporti esterni è il composito fibro-rinforzato a matrice polimerica.

La muratura lavora in compressione nella tecnica proposta. I nastri in composito lavorano in trazione. I materiali lavorano quindi secondo natura. La tecnica proposta realizza quindi una struttura efficiente.

Si tratta quindi di tracciare la reticolare in modo tale da intercettare ed assorbire le azioni sismiche. Tale tecnica può essere applicata anche nel caso di carichi gravitazionali onerosi, come pure nel caso di elementi strapiombanti.

La tecnica sopra descritta è stata applicata, da chi scrive, in molti casi. In particolare è stata applicata nel caso di ponti in muratura.

4. RINFORZO DI PONTI IN MURATURA

Il presente capitolo riporta un corpo integrato di istruzioni per il progetto e l'analisi del rinforzo in composito di costruzioni in muratura. Trattasi di regole portate a fattor comune dall'autore, relativamente alle sue esperienze di progetto.

Il capitolo riporta altresì l'analisi della struttura non-rinforzata prodromica all'intervento. Trattasi di una premessa significativa, poiché spesso si assiste ad una pratica professionale che tratta le murature in modo innaturale (analisi tensionali) ed interviene in modo sconveniente (scuci e cucì, iniezioni, cuciture, cappe armate, etc.).

Questa relazione è dedicata ai ponti. Conseguentemente, le istruzioni riportate in questo capitolo vertono sul rinforzo dei ponti. Ciò nondimeno, le istruzioni di questo capitolo valgono per tutte le strutture voltate in muratura (archi, volte, cupole). Il capitolo parla quindi di strutture a semplice o doppia curvatura.

4.1 Obiettivo del rinforzo

L'adeguamento di portanza statica o sismica di una struttura muraria voltata mediante rinforzi incollati esternamente richiede l'applicazione di nastri atti ad inibire tutti i modi di crisi cui corrisponde un carico minore del carico di progetto.

Il rinforzo in composito rappresenta una tecnica d'intervento autonoma ed esaustiva per adeguare staticamente o sismicamente una struttura muraria voltata. Nessun intervento propedeutico è richiesto, come pure nessun perfezionamento è necessario (iniezioni, scuci e cucì, chiodature ecc. sono inutili).

4.2 Identificazione del livello di conoscenza

Conoscenze fondamentali per analizzare la costruzione esistente, nonché per progettare e verificare l'intervento sono:

- Geometria di calotta, piedritti, muri, eventuali nervature;
- Costituzione degli spessori murari;

- Natura e livello dei rinfianchi.

Conoscenze complementari per analizzare la costruzione esistente sono:

- Apparecchiatura muraria. L'apparecchiatura permette una più accurata previsione della propagazione delle forze nelle masse murarie.
- Quadri fessurativi, ivi compreso la localizzazione del perno. Le fessure consentono di interpretare il comportamento meccanica della volta.

Conoscenze indispensabili per analizzare l'intervento in composito sono:

- Forza di rottura a trazione per unità di larghezza del nastro in composito;
- Forza di rottura delle barre in composito;
- Deformazione di rottura a trazione del nastro in composito e dell'eventuale barra.

Conoscenze utili per analizzare l'intervento in composito sono i frattili 5 ‰ inferiori di:

- Energia di frattura del blocco (mattoni o pietra) e/o e resistenza a trazione del blocco;
- Tensione di schiacciamento della muratura.

4.3 Enti sollecitanti di una struttura voltata: carichi

Gli enti sollecitanti sono quantificati dalle azioni esterne ultime di calcolo, ovvero dalle caratteristiche della sollecitazione prodotte da tali azioni.

Le azioni e le combinazioni da considerare sono fornite dal testo normativo generale, comune alle costruzioni civili. Questo punto riporta alcune precisazioni relative alle azioni standard. Da qui in avanti si parla di combinazione di carico estrema.

Occorre stabilire il ruolo — (1) sollecitante, (2) ovvero resistente — di ciascun carico permanente nei confronti di ognuna delle verifiche.

La combinazione estrema include: (1) il valore caratteristico superiore, G_k , moltiplicato per $\gamma_g = 1.4$ per i carichi permanenti sollecitanti; (2) il valore medio, G_m , moltiplicato per $\gamma_g = 1.0$ per i carichi permanenti resistenti.

La combinazione estrema include (1) solo la stesa interamente sollecitante dei sovraccarichi accidentali relativamente a ciascuna verifica. La combinazione estrema usa il valore caratteristico superiore, Q_k , moltiplicato per $\gamma_q = 1.5$ per il primo carico della combinazione. I successivi carichi possono avvalersi dei coefficienti riduttivi Ψ_{0i} di combinazione.

4.4 Capacità strutturale: Stati Limite (SL)

Gli enti resistenti sono quantificati dai carichi, ovvero dalle caratteristiche della sollecitazione che fanno attingere alla struttura gli SL che la governano. Il confronto tra gli enti resistenti ed i corrispondenti enti sollecitanti misura e verifica la sicurezza.

Le strutture in muratura non presentano limiti oltrepassati i quali il servizio è pregiudicato mentre la portanza è preservata. La capacità di una struttura muraria voltata è quindi definita esclusivamente dagli Stati Limite Ultimi (SLU). Gli SLU della volta rinforzata sono definiti al punto successivo

Per contro, gli Stati Limite d'Esercizio (SLE) non interessano le strutture (murarie) voltate, rinforzate come non-rinforzate. Parziale eccezione è costituita dalle volte affrescate, oppure decorate o rivestite da intonaci pregiati. La fessurazione pregiudica la fruizione in questi casi, ponendosi quindi come SLE. La verifica di questo SLE come pure l'intervento sono peculiari, oltre che onerosi. Come tali non si prestano a generalizzazioni. Le presenti istruzioni escludono questo caso.

La volta rinforzata differisce dalla stessa volta non-rinforzata, a parte per l'innalzamento della portanza, per l'insieme degli SLU.

I frattili probabilistici 5 ‰ inferiore debbono essere usati per stimare gli enti resistenti coinvolti. Formalmente, il valore di calcolo di un parametro meccanico coinvolto come ente resistente ultimo consiste nel valore caratteristico R_k diviso per il coefficiente di sicurezza associato al materiale γ_m .

4.5 Analisi dell'esistente prodromica all'adeguamento in composito

La portanza della struttura muraria voltata in condizione naturale (originale) è dettata dal meccanismo cinematico. Si definisce meccanismo (cinematico) la scomposizione della struttura muraria in un assemblaggio di blocchi — schematizzabili come rigidi — giuntati da cerniere.

Le cerniere dei meccanismi sono ordinarie (non sono cerniere plastiche). Le cerniere di meccanismo si posizionano all'intradosso o all'estradosso. Le cerniere dei meccanismi sono unilaterali. L'unilateralità della rotazione (la cerniera può solo aprirsi) congiuntamente alla posizione (se estradosale oppure intradosale) decreta il verso ammissibile della rotazione di ciascuna cerniera, se de-

strogio ovvero sinistrogio. Il modello della volta deve tenere conto del lembo di sezione ove ciascuna cerniera è piazzata. Per contro, il piazzamento della cerniera sull'asse (come nelle aste in C.A. o in acciaio) causa errori intollerabili, oltre a non avere senso.

La portanza ultima in condizione non-rinforzata è quindi il minimo carico che innesca un meccanismo cinematicamente ammissibile.

4.5.1 Spinta e spessore ammissibili (Figure dalla 1 alla 3)

Si definisce *spinta* H la forza orizzontale scambiata, all'imposta, tra la volta e il piedritto.

Dato un arco ed il carico totale agente, esiste un valore minimo ed uno massimo di H , da qui in avanti denotati, rispettivamente, H_{min} ed H_{max} .

Dato il carico totale agente sulla struttura, sia H_{ab} il valore di H che provoca il collasso del piedritto (ribaltamento flessionale, più raramente slittamento tagliente). Nel caso di catena tra le imposte, la stima di H_{ab} conteggia il valore di calcolo della forza di snervamento della catena tra gli enti stabilizzanti del piedritto (al pari del peso).

Se $H < H_{min}$, l'arco collassa per meccanismo cinematico con apertura delle imposte (se $H > H_{max}$, l'arco collassa per meccanismo con chiusura delle imposte). La situazione $H < H_{min}$ si realizza se e solo se $H_{ab} < H_{min}$.

Lo spessore S della calotta presenta un valore minimo, S_{min} , funzione della forma dell'arco e dell'azione esterna. Il carico in corrispondenza del quale S_{min} va calcolato consiste nella più sfavorevole combinazione estrema.

Se $S < S_{min}$ e l'azione esterna effettivamente applicata è quella cui S_{min} si riferisce, l'arco collassa per meccanismo cinematico con imposte fisse.

4.5.2 Grandezze orientative del progetto e del calcolo

L'analisi strutturale necessita dei seguenti parametri.

- $S_{min}^{\gamma=0}$ associato al solo peso proprio dell'arco, $S_{min}^{\gamma=0}$. Nell'arco semi-circolare, $S_{min}^{\gamma=0} \approx L/19$, dove L indica la luce media (in asse).
- S_{min}^{γ} associato al peso proprio dell'arco ed al rinfianco gettato sino alla quota estradossale della chiave, S_{min}^{γ} , dove l'apice denota il peso specifico γ del rinfianco espresso in kN/m^3 .

La stima della sicurezza di una struttura muraria voltata è descritta dai seguenti coefficienti (adimensionali). Le varie spinte H sono considerate in valore assoluto.

— Coefficiente di sicurezza dell'arco, Φ , definito:
$$\Phi = \frac{H_{max} - H_{min}}{\left(\frac{H_{max} + H_{min}}{2} \right)}$$

— Coefficiente di sicurezza geometrico, ω , definito:
$$\omega = \frac{S}{S_{min}^0}$$

— Coefficiente di sicurezza parziale, φ , definito:
$$\varphi = \frac{S}{S_{min}^{\gamma}}$$

— Coefficiente di sicurezza del carico, Ω , definito:
$$\Omega = \frac{S}{S_{min}}$$

— Coefficiente di sicurezza del piedritto, Ψ , definito, nel caso di singola arcata

$$\Psi = \frac{H_{ab} - H_{min}}{H_{min}}, \text{ ovvero nel caso di più arcate } \Psi = \frac{H_{ab} + H_p - H_{min}}{H_{min}}, \text{ dove } H_p \text{ indica}$$

il minimo valore di H trasmesso dall'arco adiacente.

La stima di uno stesso coefficiente deve usare la stessa stesa.

I coefficienti Φ , Ω , e Ψ esprimono la sicurezza della struttura voltata, mentre i coefficienti ω e φ indicano il ruolo, rispettivamente, del rinfianco e dei carichi permanenti sulla sicurezza.

La calotta verifica la sicurezza se e solo se, a fronte della più sfavorevole combinazione estrema di carico:

$$\Phi > 0.15 \quad ; \quad \Omega > 1.25 \quad ; \quad \Psi > 0.30$$

4.5.3 Metodologie di calcolo in condizione non-rinforzata (Figure dalla 1 alla 11)

Le verifiche di portanza in condizione non-rinforzata, come pure la stima del carico ultimo nonché dei coefficienti che lo rappresentano (punto precedente) possono avvalersi alternativamente di uno tra i seguenti due strumenti di calcolo: (1) Curva delle Pressioni (CdP), (2) Principio dei Lavori Virtuali (PLV). I criteri d'applicazione di questi due strumenti sono i seguenti.

(1) La struttura porta un dato carico se e solo se esiste almeno un valore di H compatibile con i piedritti, per il quale la CdP associata al carico è contenuta entro i contorni della struttura. La compatibilità con i piedritti significa $H < H_{ab}$.

Il carico che determina una CdP tangente sia all'intradosso sia all'estradosso della calotta è il carico ultimo (ciascuna tangenza coincide con la posizione di una cerniera).

Si precisa che il passaggio della CdP nel terzo medio non è indicativo di alcunché riguardo alla sicurezza.

(2) La struttura porta un dato carico se e solo se, in corrispondenza di quel carico, tutti i meccanismi cinematicamente ammissibili comportano un lavoro resistente maggiore (o uguale), in valore assoluto, al lavoro sollecitante.

Il carico che, per una forma comporta un lavoro resistente uguale, in valore assoluto, al lavoro sollecitante, mentre per tutte le altre forme cinematicamente ammissibili comporta un lavoro resistente maggiore (in valore assoluto) al lavoro sollecitante, è il carico ultimo.

4.6 Dimensionamento e verifica dell'intervento di adeguamento in composito

Sei SLU controllano le prestazioni strutturali delle volte rinforzate: (1°) meccanismo con apertura delle imposte, (2°) meccanismo con imposte fisse, (3°) decorticazione, (4°) sforzo normale ultimo, (5°) slittamento per taglio, (6°) rottura del composito per trazione.

Il seguente raggruppamento dei sei predetti SLU è utile ai fini del progetto e dell'analisi: *a*- meccanismo (cinematico); *b*- sollecitazioni interne.

Una posizione deve essere convenuta preliminarmente al progetto di adeguamento: se I. interdire II. o meno la formazione di tutti i meccanismi. La prima posizione comporta che la portanza della struttura voltata sia dettata *b*- da uno SLU per sollecitazione interna. La seconda posizione comporta che la portanza sia dettata *a*- da uno SLU per meccanismo (fanno eccezioni casi irrilevanti, per i quali l'errore conseguente alla predetta posizione è accettabile). L'analisi strutturale deve specificare la posizione adottata, tra le due.

4.6.1.a SLU per Meccanismo – SLUM (Figure 18 e 19)

L'ente resistente è il minimo carico che trasforma la struttura in un meccanismo cinematico. L'ente sollecitante è la più onerosa combinazione estrema di carico. La verifica consiste nell'accertare che l'ente resistente sorpassi l'ente sollecitante.

Gli strumenti per analizzare la struttura in condizione rinforzata sono gli stessi che in condizione non-rinforzata — 1) CdP, 2) e PLV — ragguagliati alla presenza del rinforzo.

1) La CdP è libera di oltrepassare i contorni strutturali opposti ai contorni rinforzati, mentre non deve travalicare i contorni opposti ai contorni non-rinforzati.

2) Un meccanismo è ammissibile se e solo se, oltre ad appartenere all'insieme delle forme cinematicamente ammissibili, piazza le cerniere solo su contorni opposti a contorni non-rinforzati.

4.6.1.a.1 Meccanismo con imposte fisse – SLUMA

Lo strumento operativamente più spedito per analizzare la struttura la cui portanza è dettata da un meccanismo che non coinvolge il piedritto di solito è (2) il PLV. La CdP, la cui applicazione porta ov-

viamente al medesimo risultato del PLV, deve tenere conto dell'antimetria (l'andamento della CdP è asimmetrico).

4.6.1.a.2 Meccanismo con imposte che traslano – SLUMS

Lo strumento operativamente più spedito per analizzare la struttura la cui portanza è dettata da un meccanismo con imposte che si aprono di solito è (1) la CdP. Questo strumento può essere applicato I. avendo preliminarmente calcolato H_{ab} , II. ovvero includendo i piedritti tra la masse murarie entro cui la CdP deve accomodarsi. La prima modalità presuppone due calcolazione separate; la seconda modalità applicativa perviene al risultato con un unico passaggio.

Il PLV, la cui applicazione porta ovviamente al medesimo risultato della CdP, deve tenere conto che i piedritti compiono un lavoro resistente, ossia negativo.

4.6.1.b SLU diversi dal meccanismo

Le analisi degli SLU diversi dal meccanismo possono adottare le seguenti due assunzioni semplificate.

1- Il valore della spinta H all'imposta è pari al minimo tra I- il valore di H_{min} calcolato in condizione non-rinforzata per la combinazione estrema di carico, II- ovvero H_{ab} .

2- La risultante di compressione C nello spessore S della sezione di calotta dista $S/6$ dal lembo compresso.

4.6.1.b.1 Decorticazione (debonding) - SLUD (Figure 24)

Le volte dell'edilizia solitamente presentano apparecchiature murarie costituite da blocchi passanti. L'ente resistente scaturisce dall'energia di frattura del blocco, ovvero — ove si adotti una modellazione più semplice — è quantificata dalla resistenza a trazione trasversale del blocco (mattono oppure pietra), denotata $f_{m\perp}$.

La stima degli enti resistenti alla decorticazione può conteggiare l'innalzamento ingenerato dalla permeazione della resina d'incollaggio nella corteccia muraria, purché correlando il predetto innalzamento alle modalità applicative. Una misura dello strato di permeazione può essere d'ausilio.

In assenza di prove sperimentali in-sito, $f_{m\perp d}$ può essere statuito dividendo per 5 il valore medio ultimo attingibile dalla letteratura tecnica, purché il blocco in oggetto rientri sufficientemente nella catalogazione.

L'aderenza del rinforzo alla muratura può essere enfatizzata indirizzando la tecnologia d'applicazione a questo proposito (p. es. la tecnologia sotto vuoto può determinare una maggiore permeazione rispetto alla tecnologia ordinaria, ciò che innalza $f_{m\perp d}$).

L'aderenza del rinforzo alla muratura può essere enfatizzata mediante l'applicazione di rinforzi trasversali. Due sono i casi. 1- Rinforzi trasversali sulla superficie voltata. Ai fini della resistenza alla decorticazione, il calcolo può supporre che il nastro longitudinale largo W presenti, in corrispondenza di ogni intersezione coi nastri trasversali, due ali lunghe $0.6 \cdot W$ ciascuna. 2.2- Rinforzi trasversali risvoltanti su una o due superfici laterali ortogonali alla superficie voltata. La predetta lunghezza può arrivare a $1.1 \cdot W$.

I nastri di rinforzi trasversali possono essere conteggiati solo se la lunghezza ne garantisce l'ancoraggio a fronte della massima forza trasmissibile dal nastro. Nei limiti della predetta aderenza, i nastri di rinforzo trasversali possono essere in forma di spezzoni.

L'aderenza del rinforzo alla muratura può alternativamente essere enfatizzata mediante l'infissione di pioli in composito inghisati trasversalmente alla muratura (infiorettati ortogonalmente al rinforzo).

L'incremento di resistenza alla decorticazione ingenerato dai pioli deve essere stimato con metodi specifici. La forza di ancoraggio del piolo (forza di strappo) distribuita sull'area di influenza del piolo è indicativa ma non coincide con l'incremento di resistenza alla decorticazione.

Il massimo rapporto tra il carico di decorticazione in presenza ed in assenza di pioli utilizzabile nelle verifiche di sicurezza è 1.4, salvo valutazioni sperimentali specifiche. Vale a dire, il 60 % della domanda di aderenza deve essere soddisfatto senza conteggiare i pioli.

La suddetta limitazione vale per tutti i dispositivi di fissaggio meccanici ulteriori alla resistenza corticale: il massimo incremento di resistenza alla decorticazione conteggiabile è il 40 %. Le tecnologie indirizzate alla maggiore permeazione dell'incollaggio non rientrano in detto limite. Per cui è con tali tecnologie che occorre intervenire quando i blocchi non garantiscono almeno il 60 % della domanda di aderenza, ovvero quando per farlo occorre rinforzare una frazione eccessiva della superficie.

L'ente sollecitante deriva dalle tensioni scambiate attraverso la superficie d'incollaggio tra il rinforzo e la struttura muraria. L'ente sollecitante è misurato dalla composizione delle tensioni normali, σ_{\perp} , ortogonali alla superficie rinforzata e delle tensioni tangenziali, τ_{\parallel} , parallele alla superficie rinforzata. Le σ_{\perp} e le τ_{\parallel} sollecitano la matrice del composito, l'incollaggio e lo strato corticale del blocco. Il componente più debole deve essere lo strato corticale del blocco. Diversamente, salvo rinforzi impropriamente applicati. Nello strato corticale del blocco, le σ_{\perp} consistono in trazioni se il rinforzo è intradossale, mentre in compressioni se il rinforzo è estradossale.

La verifica consiste nell'accertare che l'ente resistente sorpassi l'ente sollecitante. Questo stato può essere espresso con la massima tensione principale di trazione nello strato murario corticale, quando l'ente resistente è misurato con la tensione di rottura a trazione. La σ_{\perp} può essere assimilata alla massima tensione principale di trazione, purché le τ_{\parallel} siano piccole.

Questo SLU deve essere sempre considerato per il rinforzo intradossale. Questo SLU può essere tralasciato per il rinforzo estradossale, purché l'energia di frattura del blocco, ovvero la resistenza a trazione, non sia piccola e la superficie estradossale non abbia un andamento eccessivamente irregolare.

L'analisi di questo SLU deve contemplare i seguenti parametri: (1) curvatura della volta; (2) energia di frattura, ovvero resistenza a trazione del blocco murario. Le analisi delle situazioni di maggior impegno dovranno contemplare anche lo spessore del rinforzo. Sono da annoverarsi tra le situazioni di maggior impegno i rinforzi il cui spessore totale S_{tot} — strati di composito (matrice più strati di fibra), più incollaggio, più eventuale rasante, più eventuale primer — ammonta a: $S_{tot} > 15$ mm. Il calcolo delle situazioni di maggior impegno deve considerare tra gli enti sollecitanti, oltre agli effetti di S_{tot} , gli effetti della rigidità assiale del rinforzo.

Le volte dei ponti possono presentare apparecchiature murarie a più di due teste; talvolta anche quelle degli edifici. L'ente resistente coincide con la resistenza allo strappo del blocco, R_v . Il valore di R_v scaturisce dalla resistenza allo sfilamento del blocco per attrito (attrito sulle due facce del blocco). Per contro, la resistenza a rottura per trazione dei giunti di malta che legano il blocco all'apparecchiatura deve essere trascurata. Ai fini della resistenza ad attrito, solo l'aliquota dello sforzo normale di compressione trasmessa dal blocco stesso può essere considerata. Il coefficiente d'attrito deve essere assunto pari a 0.4. Ai fini di questo calcolo, l'asse neutro può essere disposto a una profondità pari ad $S/3$ dal lembo compresso e la tensione di schiacciamento può essere assunta uniforme su tale profondità. I blocchi interamente al di sotto dell'asse neutro non possono quindi supportare il nastro di rinforzo.

Quanto sopra deve essere esteso, adattandolo, alle volte a più calotte (*multi-ring arch*).

4.6.1.b.2 Sforzo normale ultimo – SLUC (Figura 32, 34 e 35)

La sezione rinforzata contrappone una risultante di compressione C a ciascuna risultante di trazione F prodotta dal rinforzo. Il valore ultimo della forza C limita il momento che tende le fibre rinforzate.

L'ente resistente è la massima C che può instaurarsi nella sezione muraria. La seguente assunzione è accettata ai fini dell'analisi dello SLUC. La tensione di schiacciamento di calcolo della muratura, f_{md} , è uniformemente stesa sull'area reagente a compressione A_w

$$A_w = \frac{S}{3} \cdot (1 + \beta) \cdot B$$

dove S indica lo spessore della calotta, B la larghezza del blocco (lato del mattone ovvero della pietra, nella direzione parallela alla larghezza del nastro di rinforzo), e β il numero di blocchi su cui il rinforzo si incolla.

La massima C di calcolo (pedice "d") espressa per unità di larghezza della calotta (pedice "φ"), denotata $C_{d\phi}$, risulta quindi pari a:

$$C_{d\phi} = \frac{S}{3} \cdot (1 + \beta) \cdot B \cdot \phi \cdot f_{mc} \quad [F \cdot L^{-1}]$$

dove ϕ denota il numero di nastri di rinforzo per unità di larghezza della calotta.

Il valore f_{md} è pari a f_{mk}/γ_m , dove γ_m trasforma il valore caratteristico f_{mk} nel frattile 5%. In assenza di dati sperimentali è ammesso presumere il valore di f_{mk} attingendolo dalla letteratura tecnica, purché si adotti $\gamma_m > 8$.

Eventuali valutazioni alternative a quella sopra riportata dovranno considerare che la diffusione di $C_{d\phi}$ nella compagine muraria non avviene come nel mezzo elastico, ma la sua propagazione è frenata dalle fessure prodotte dalle trazioni a giacitura sia parallela sia normale a C .

L'ente sollecitante è lo sforzo normale prodotto dalla più severa combinazione di carico nella sezione trasversale più sollecitata dal lato compressione.

L'analisi dello SLUC può assumere, in via semplificata, un legame lineare tra l'azione esterna e le caratteristiche della sollecitazione presso-flessionali. Sia M' il momento flettente valutato riportando lo sforzo normale al lembo estremo compresso della sezione (anziché sul baricentro sezionale, come consueto). Sia $K \cdot q$ il massimo M' prodotto dal generico carico q .

L'adozione delle ipotesi sopra riportate supporta la seguente espressione per la stima del carico che determina la rovina nei confronti dello SLUC, q_{Rd} :

$$q_{Rd} = \frac{\frac{5}{18} \cdot (1 + \beta) \cdot B \cdot \phi \cdot f_{mc} \cdot S^2}{K}$$

4.6.1.b.3 Slittamento per taglio – SLUV (Figure 11 e 33)

L'ente resistente allo slittamento trasversale, V_{rd} , espresso per unità di larghezza della calotta vale:

$V_{rd} = C_{\phi} \cdot \mu$, dove C_{ϕ} è la risultante delle tensioni di compressione per unità di larghezza della calotta, in conseguenza dalla combinazione estrema e μ è il coefficiente d'attrito. Salvo comprovate valutazioni sperimentali specifiche, si assume: $\mu = 0.40$.

L'ente sollecitante, V_{Su} , è il taglio prodotto dalla più severa combinazione di carico nella sezione trasversale più sollecitata (massima componente trasversale dell'azione interna).

Si precisa che $C \geq N$, dove N è lo sforzo normale nella sezione. Precisamente, $C > N$ nelle sezioni ove la CdP esce dallo spessore, mentre $C = N$ nelle sezioni ove la CdP sta all'interno (la rigidità assiale del rinforzo è trascurabile rispetto alla rigidità assiale della muratura compressa).

4.6.1.b.4 Rottura del composito per trazione – SLUR

L'ente resistente è quantificato dalla massima risultante di trazione, F_{Rd} , trasmissibile dalla sezione trasversale del rinforzo. La forza F_{Rd} vale: $F_{Rd} = q_{Fd} \cdot W \cdot N$, dove q_{Fd} è lo sforzo (forza per unità di larghezza [$F \cdot L^{-1}$]) di rottura a trazione del composito, W è la larghezza del nastro di rinforzo, N è il numero di strati costituenti il nastro. Si consiglia $N \leq 3$.

L'ente sollecitante è la forza risultante, F_{Sd} , nel rinforzo (sforzo normale) prodotto dalla più severa combinazione di carico nella sezione trasversale più sollecitata dal lato trazione.

Si precisa che F_{Sd} consegue alla CdP esterna allo spessore.

4.7 Prescrizioni esecutive e regole costruttive

La portanza ultima di una struttura voltata in muratura può essere innalzata applicando i nastri di rinforzo all'intradosso, ovvero — alternativamente — all'estradosso (meno comunemente sia all'intradosso sia all'estradosso).

Il rinforzo intradosale richiede blocchi non eccessivamente friabili. Il rinforzo estradosale, implicando la rimozione del rinfiacco, richiede non solo $\omega > 1$ ma anche una calotta capace di portare il peso delle maestranze, oltre al peso proprio, senza avvalersi del peso del rinfiacco.

La superficie d'incollaggio deve essere limitata così da preservare la traspirazione della muratura. A titolo orientativo, la superficie d'incollaggio richiesta da un intervento di rinforzo in composito per ottenere l'adeguamento statico e/o sismico mediamente è il 5 ÷ 20 % del contorno (superficie estradosale più superficie intradosale). Il limite superiore dell'intervallo riguarda l'adeguamento sia statico sia sismico. Il rinforzo applicato su più del 50 % della superficie intradosale, ovvero estradosale deve essere analizzato e giustificato anche dal punto di vista della compatibilità tra la muratura e i nuovi apporti.

I plessi fessurativi scompongono la struttura voltata bi-dimensionale in segmenti arcuati già per carichi lontani da quello ultimo. Il rinforzo in composito non può interdire l'innescio della fessurazione. Allo stato ultimo, conseguentemente, la struttura voltata rinforzata si converte nello stesso sistema ultimo in cui si converte la struttura voltata non-rinforzata. La geometria strutturale cui il progetto del rinforzo deve essere riferito è quindi definita dai plessi fessurativi della volta non-rinforzata. Il rinforzo deve dotare tale geometria muraria della portanza ultima di progetto.

I rinforzi debbono garantire un funzionamento mono-dimensionale, poiché il compito dei rinforzi è l'incremento di portanza dei suddetti segmenti arcuati. Nessun comportamento bi-direzionale è invece richiesto ai rinforzi.

Il rinforzo richiede pertanto nastri, ossia elementi a prevalente sviluppo longitudinale. Nessun beneficio portante extra deriva dall'applicazione di rinforzi con fibre bi-direzionali (o pluri-direzionali). A parità di grammatura di fibra, inoltre, un rinforzo bi-direzionale depaupera il contributo dei rinforzi in misura proporzionale alla grammatura trasversale. Pertanto, le fibre ordite nella direzione diversa da quella longitudinale non debbono essere conteggiate nella stima degli enti resistenti. In particolare, le fibre non-longitudinali debbono essere escluse dalla stima di q_{Fd} .

Il progetto è definito, oltre che dalla descrizione costitutiva del composito, da: andamento, larghezza, numero di strati di ciascun nastro. In aggiunta il progetto deve indicare gli eventuali pioli in composito infissi trasversalmente alla superficie d'incollaggio.

4.7.1 Adeguamento statico

I rinforzi debbono modificare il comportamento ad arco dei segmenti arcuati in cui la struttura voltata si converte per attingere la portanza ultima. L'andamento dei rinforzi è quindi secondo le generatrici. Un ruolo secondario è rivestito dai rinforzi tesi a cucire i vari segmenti arcuati e in generale dai rinforzi la cui disposizione richiama le disposizioni bidimensionali delle armature. In particolare, le cosiddette armature di ripartizione (secondo le generatrici) sono irrilevanti.

La calotta di un ponte si configura quale una volta a botte. La volta a botte si comporta come un sistema di archi paralleli ed indipendenti. Il rinforzo della volta a botte coincide pertanto col rinforzo dell'arco.

Il rinforzo della volta a botte solitamente si compone di nastri orditi secondo le direttrici ad un interesse tale da scandire, comunemente, un pieno e da 3 a 12 vuoti. Nastri secondo le generatrici solitamente sono superflui.

L'estensione del rinforzo lungo la direttrice (l'ampiezza dell'angolo al centro sotteso dal nastro) è dettata dal calcolo.

Il rinforzo intradossale esteso lungo l'intera direttrice interdice tutti i meccanismi. Il rinforzo estradossale esteso lungo l'intera direttrice interdice tutti i meccanismi ad imposte fisse ma solo i meccanismi più deboli ad imposte che si aprono. Il nastro di rinforzo applicato sull'intero arco di intradosso innalza la portanza rendendo protagonista della crisi un modo diverso dal meccanismo. Il rinforzo sull'intero arco di estradosso interdice il meccanismo naturale e quindi innalza la portanza, rendendo protagonista della crisi un meccanismo diverso da quello endogeno. In molti casi, il rinforzo sull'intero arco di estradosso condiziona la portanza con un modo di crisi diverso dal meccanismo.

Il rinforzo riduce anche la spinta generata dai carichi ulteriori a quelli in essere all'atto dell'intervento. Conseguentemente, il rinforzo riduce H_{min} (e aumenta H_{max}). A questo proposito, il rinforzo intradossale è più efficace di quello estradossale, tutto il resto uguale.

Le volte a botte rinforzate all'estradosso tendono ad essere vulnerabili allo Stato Limite Ultimo per Taglio – SLUV. Le volte rinforzate all'intradosso sono vulnerabili allo Stato Limite Ultimo per Decortizzazione – SLUR. Tendenzialmente, il rinforzo intradossale deve essere preferito quando il sovraccarico accidentale è percentualmente rilevante rispetto al carico permanente (p.es. i ponti). Per contro, il rinforzo estradossale deve essere preferito quando i blocchi presentano una modesta resistenza a trazione.

4.7.1.1 Ponti ad arco ribassati

L'equilibrio deve essere impostato sulla deformata quando lo spessore è sottile, specie se il rapporto tra la luce e la freccia è molto grande. La deformazione dei piedritti deve essere conteggiata in questo caso. Tale calcolo può mostrare l'inadeguatezza della volta al carico di progetto, laddove il calcolo impostando l'equilibrio sull'indefornata mostra quasi sempre l'adeguatezza. Il rinfianco può configurarsi quale ente sollecitante in questo caso.

L'intervento ottimale prevede la disposizione estradossale di nastri di rinforzo congiuntamente a strisce di conglomerato cementizio a forte potere adesivo. Le strisce estradossali di conglomerato cementizio trasformano la volta semplice in volta nervata. La nervatura riduce gli effetti delle non-linearità geometriche. I nastri di rinforzo interdicono i meccanismi ad imposte fisse e riducono la spinta scaricata all'imposta dai carichi ulteriori a quelli in essere. Si precisa che la spinta di queste volte può essere cospicua.

I nastri in composito possono essere applicati all'estradosso delle strisce in conglomerato cementizio, ovvero annegati all'interno di quest'ultime.

4.7.2 Adeguamento sismico (Figure dalla 36 alla 41)

La protezione sismica individua tre stati limite: SL di collasso, SL ultimo, SL di danno. Gli SLU sismici (SL di danno severo delle strutture esistenti) rientrano negli SLU standard.

Ai fini degli SL sismici, le strutture murarie voltate rinforzate si distinguono in base al modo di crisi che ne detta la portanza. I- Meccanismo con imposte fisse (SLUMA), Meccanismo con imposte che traslano (SLUMS), Rottura del composito per trazione (SLUR). II- Decorticazione (*debonding*) (SLUD), Sforzo normale ultimo (SLUC), Slittamento per taglio (SLUV).

Le strutture murarie rinforzate appartenenti alla prima categoria debbono essere verificate anche allo SL di collasso (sisma con probabilità d'occorrenza di 0.02 in 50 anni), oltre che allo SLU e allo SL di danno. Le strutture appartenenti alla seconda categoria che verificano lo SLU garantiscono automaticamente il rispetto dello SL di collasso, senza bisogno della verifica specifica.

L'adeguamento all'azione sismica orizzontale può essere ottenuto realizzando un ideale traliccio reticolare pseudo-orizzontale. Le aste tese del traliccio debbono essere costituite dagli apporti esterni in composito, mentre le aste compresse sono costituite da porzioni di massa muraria. A titolo d'esempio, la reticolare orizzontale della volta a botte vede i due correnti coincidenti con due direttrici, i montanti quali segmenti di generatrici cuenti le predette direttrici e le aste diagonali in forma di segmenti curvi nello spazio. I correnti e i montanti sono in composito, mentre le aste curve in muratura. Ai fini del calcolo, il corrente compresso è però in muratura.

L'adeguamento all'azione sismica verticale può essere ottenuto con i medesimi rinforzi ad arco usati per le altre azioni, s'intende disposti in relazione all'azione sismica.

Un tipico problema sismico compare nel caso di calotte nervate, quando ad avere lo spessore adeguato alla luce ed alla forma sono soltanto le nervature, mentre le vele hanno uno spessore inferiore al minimo necessario a portare i pesi propri ed i carichi permanenti. L'azione sismica può suddividere le vele in porzioni indipendenti dalle nervature (due fessure parallele, passanti, nello stesso campo della volta), ciò che sarebbe esiziale. L'intervento deve quindi dotare le vele di capacità portanti autonome dalle nervature, piazzando almeno un arco di rinforzo per campo di vela.

Un altro problema tipico è posto dai componenti costruttivi dei ponti in più alla calotta: pile, spalle, muri. Quando i rinforzi in composito non consentono di pervenire all'adeguamento sismico, ai nastri occorre aggiungere barre infisse nelle murature così da creare un sistema integrato nastri-barre. Le barre possono essere in composito oppure in acciaio purché sia evitato il ponte galvanico acciaio-composito. Nei casi di maggiore impegno, i micropali possono essere più appropriati delle semplici barre.

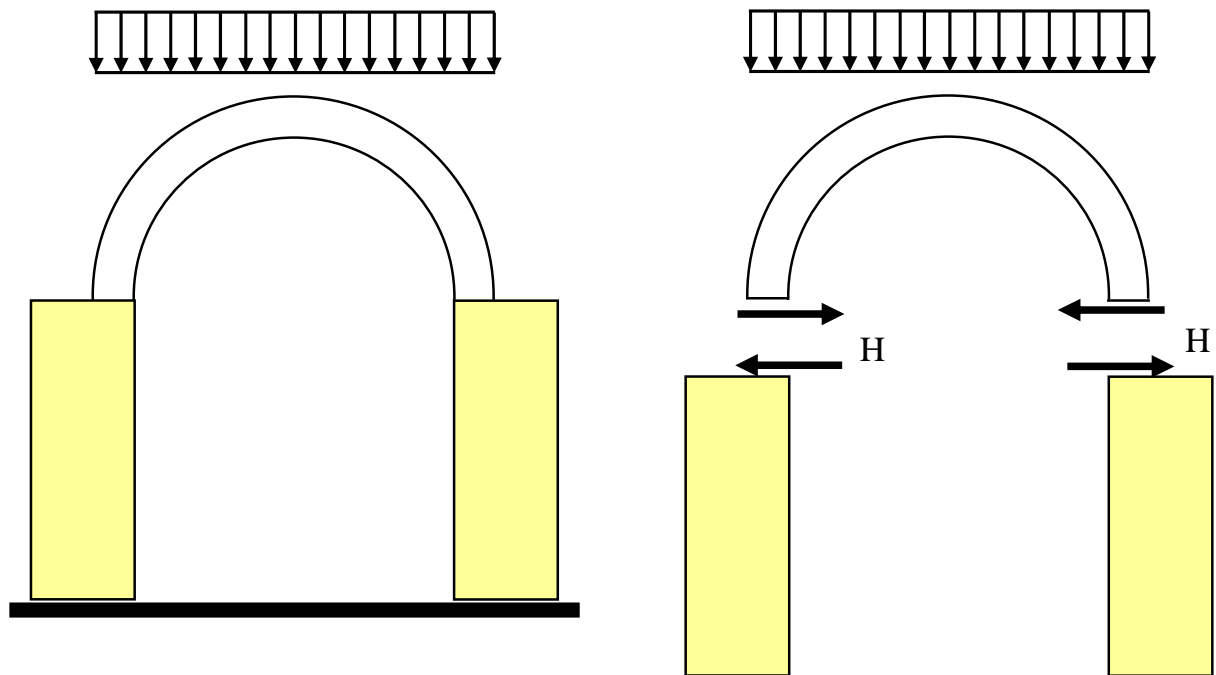


Fig. 1. Rappresentazione della spinta, H , scambiata, all'imposta, tra l'arco ed il piedritto.

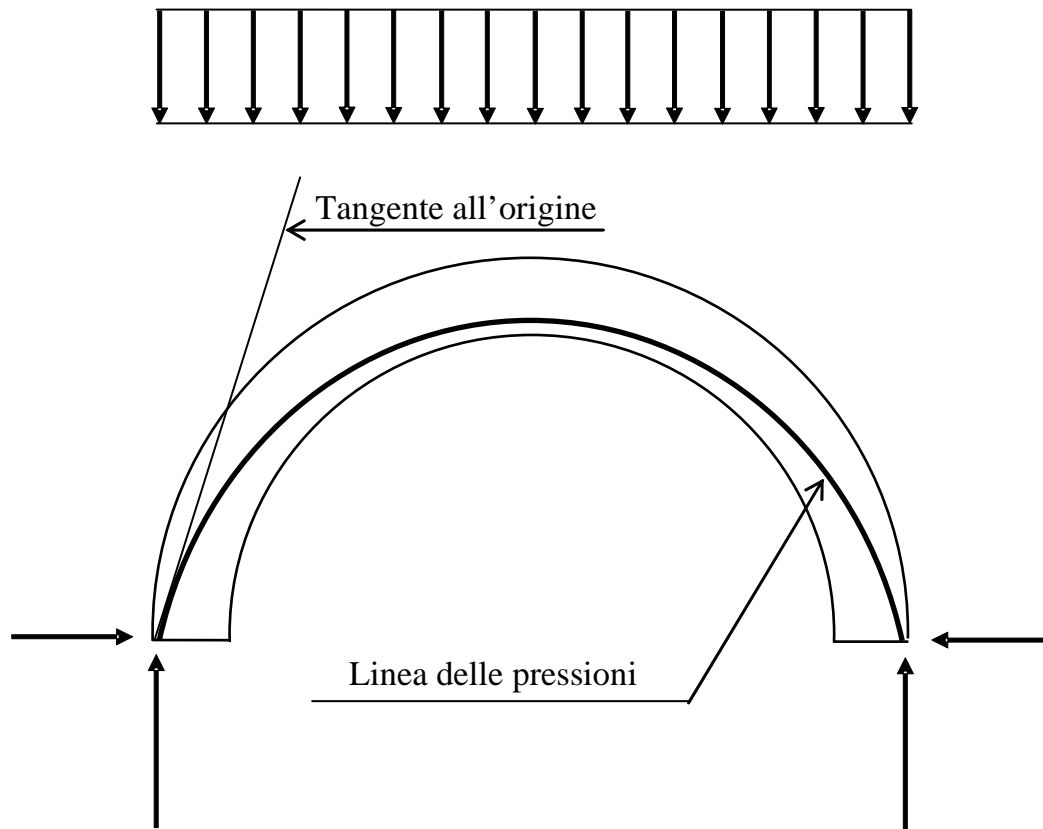


Figura 2. Illustrazione del teorema statico (del limite inferiore) per le murature.

Enunciato. Sia dato un arco (una volta) ed un carico. Se esiste almeno un valore della spinta, compatibile con i piedritti, per il quale la linea delle pressioni è contenuta nei contorni della struttura (ossia si accomoda nello spessore murario), l'arco non collassa sotto quel dato carico. È questo il caso qui raffigurato. Se invece il suddetto valore della spinta non esiste, l'arco collassa. La compatibilità con i piedritti significa che quest'ultimi, eventualmente in condizioni limite, debbono essere in grado di assorbire la spinta associata alla linea delle pressioni. Nel caso di arco tirantato, quest'ultimo problema non si pone.

Si ricorda che la spinta associata coincide con la componente orizzontale della tangente geometrica all'origine della linea delle pressioni.

Figura 3: La verifica che la spinta H assunta sia compatibile con i piedritti può essere condotta congiuntamente alla verifica dell'arco. A questo proposito, il piedritto deve essere incorporato nella struttura relativamente alla quale si traccia la linea delle pressioni (arco più i due piedritti). L'ammissibilità della spinta è espressa dal passaggio, entro il piedritto, di almeno una delle linee delle pressioni associate al carico dato.

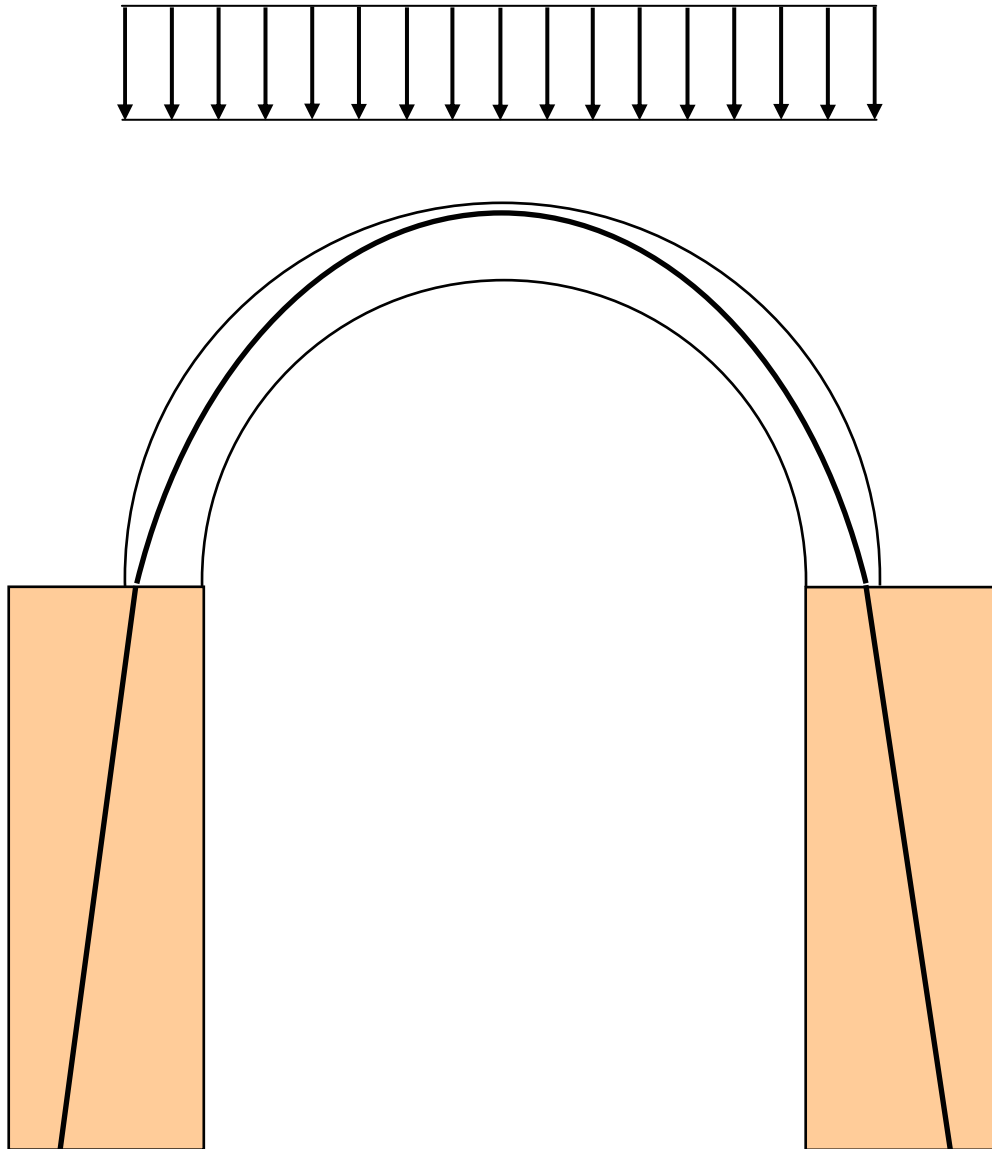


Figura 3.a: La linea delle pressioni raffigurata decreta l'ammissibilità del carico cui è associata. Difatti, essa passa entro sia la calotta, sia il piedritto.

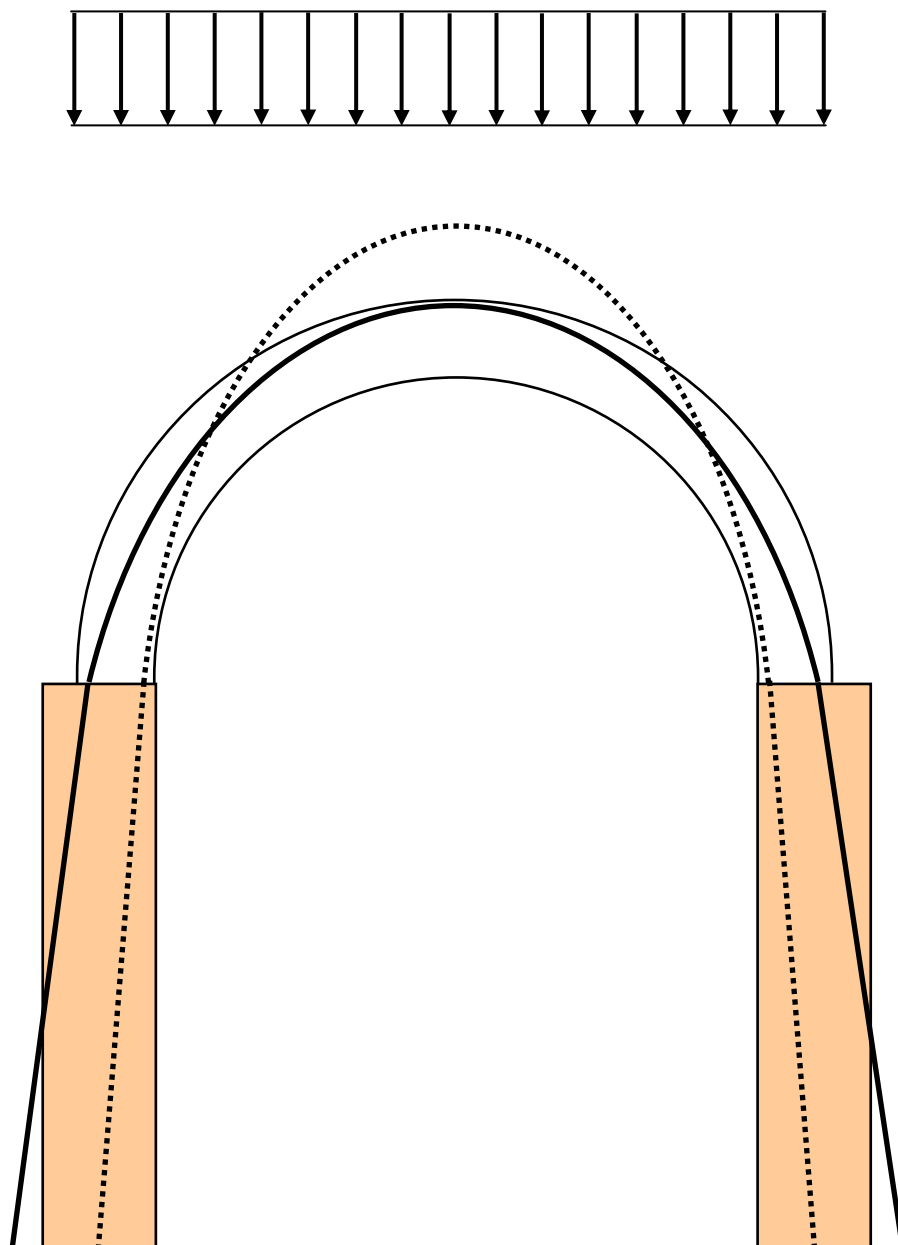


Figura 3.b: La linea delle pressioni raffigurata non decreta l'ammissibilità del carico cui è associata. Difatti, la linea delle pressioni, per passare entro la calotta (linea solida), esce dal piedritto; e per accomodarsi all'interno del piedritto (linea tratteggiata), esce dalla calotta. Se non si riesce a trovare almeno una linea delle pressioni associata al carico dato la quale passi all'interno sia dell'arco sia del piedritto, il carico determina il collasso della struttura. Il collasso coinvolge i piedritti.

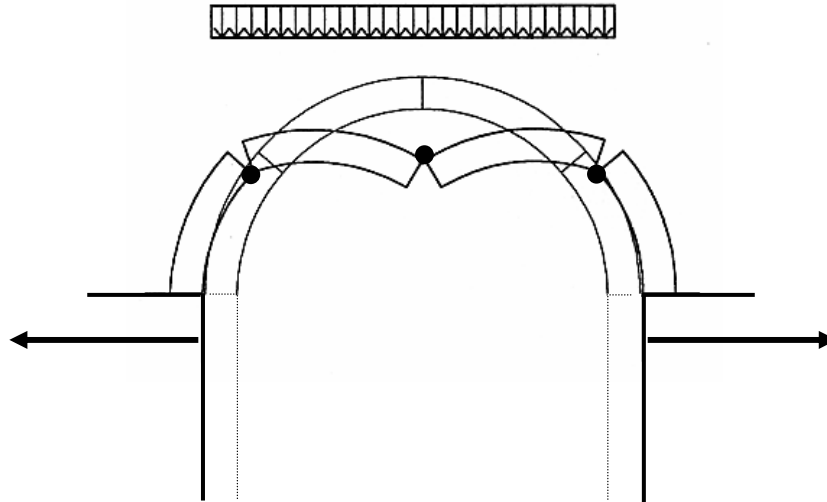


Figura 4: Meccanismo cinematico di collasso con apertura delle imposte: roto-traslazione dei piedritti (o di una parte dei piedritti) più tre cerniere nell'arco (una all'estradosso in chiave, due all'intradosso delle reni).

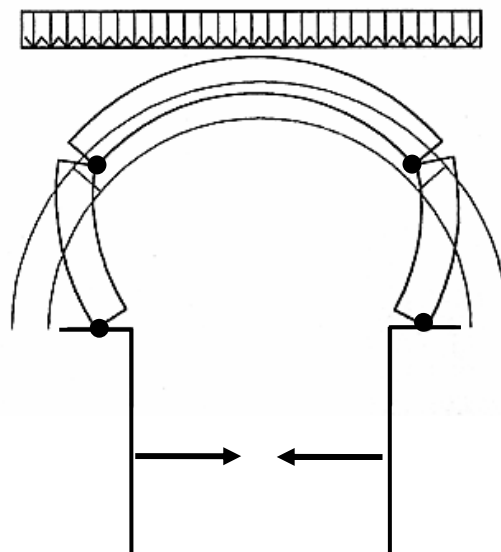


Figura 5: Meccanismo cinematico di collasso con chiusura delle imposte: roto-traslazione dei piedritti (o di una parte dei piedritti) con formazione di due cerniere all'estradosso dell'imposta più due cerniere all'intradosso delle reni dell'arco.

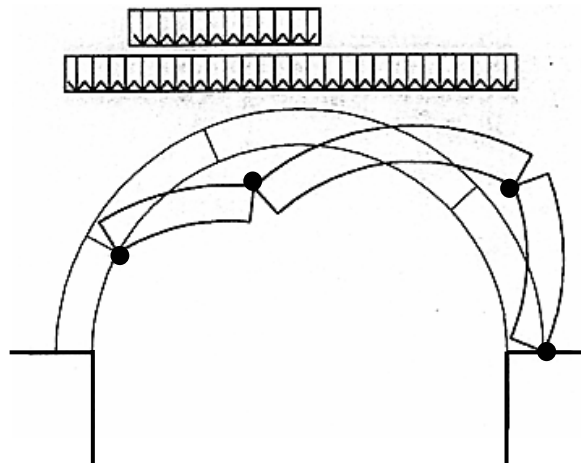


Figura 6: Meccanismo cinematico di collasso con imposte fisse, asimmetrico: formazione di quattro cerniere nell'arco, alternate estradosso – intradosso. Di solito, l'ultima cerniera dalla parte meno caricata è all'estradosso dell'imposta. La cerniera estradosale lungo l'arco tende a porsi in corrispondenza (talvolta solo vicino) della retta d'azione di una eventuale forza concentrata, se di modulo significativo.

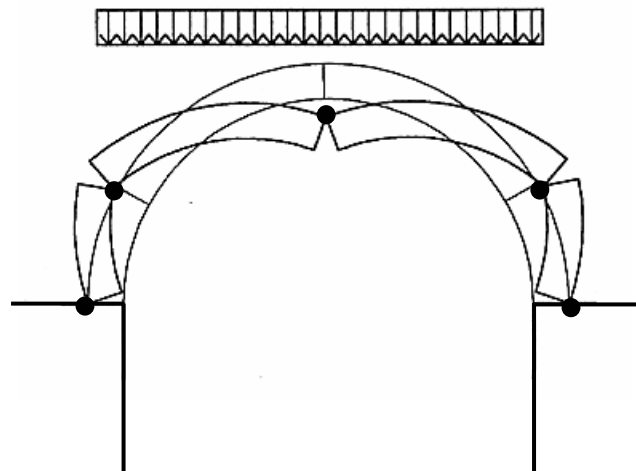


Figura 7: Meccanismo cinematico di collasso con imposte fisse, simmetrico: formazione di cinque cerniere nell'arco, alternate estradosso – intradosso: estradosso dell'imposta, intradosso delle reni, estradosso della chiave, più le due simmetriche. La presenza di un tirante, quale che ne siano la rigidità ed il tiro, non evita questo tipo di meccanismo, e nemmeno quello di Fig. 6. Difatti, il tirante è ininfluente a fronte di un meccanismo ad imposte fisse. Matematicamente, questa forma può essere governata con la stessa formulazione della forma di Fig. 6 (basta spostare di un infinitesimo le posizioni delle cerniere).

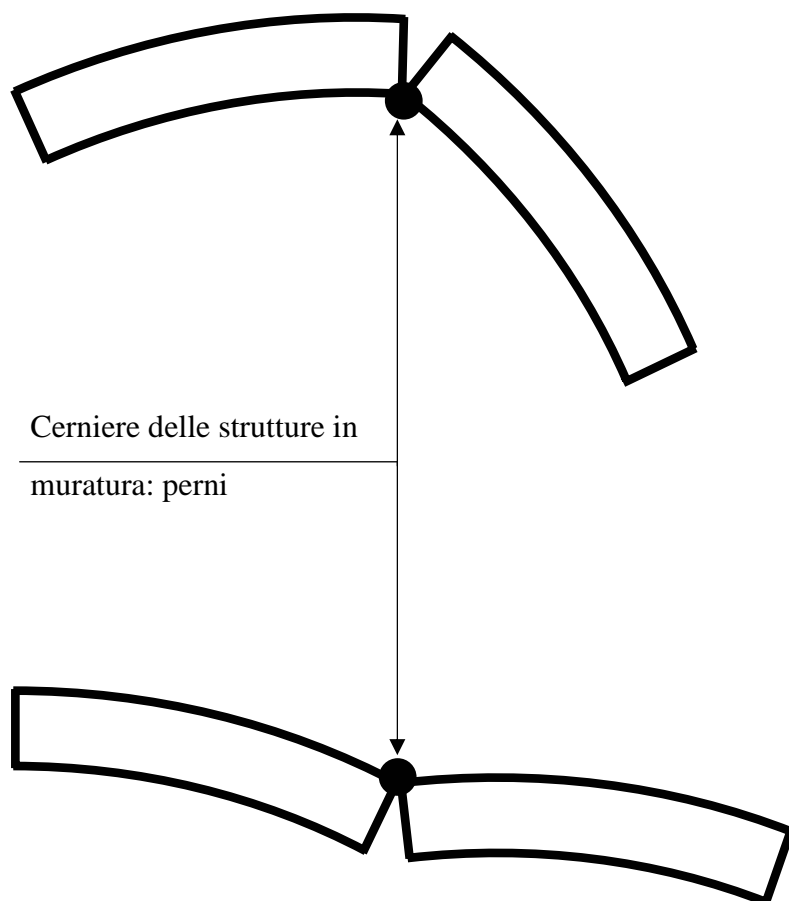


Figura 8: Cerniere delle murature. Trattasi di perni, i quali possono piazzarsi solo al contorno della struttura in muratura. Nel caso di volte, le cerniere si collocano, o all'estradosso, oppure all'intradosso. La rotazione relativa delle cerniere murarie è unilaterale (una faccia può solo aprirsi rispetto all'altra, stante l'incomprimibilità del mezzo). La posizione della cerniera — se estradosale o intradosale — decreta il verso d'apertura, ossia stabilisce il senso ammesso per la rotazione.

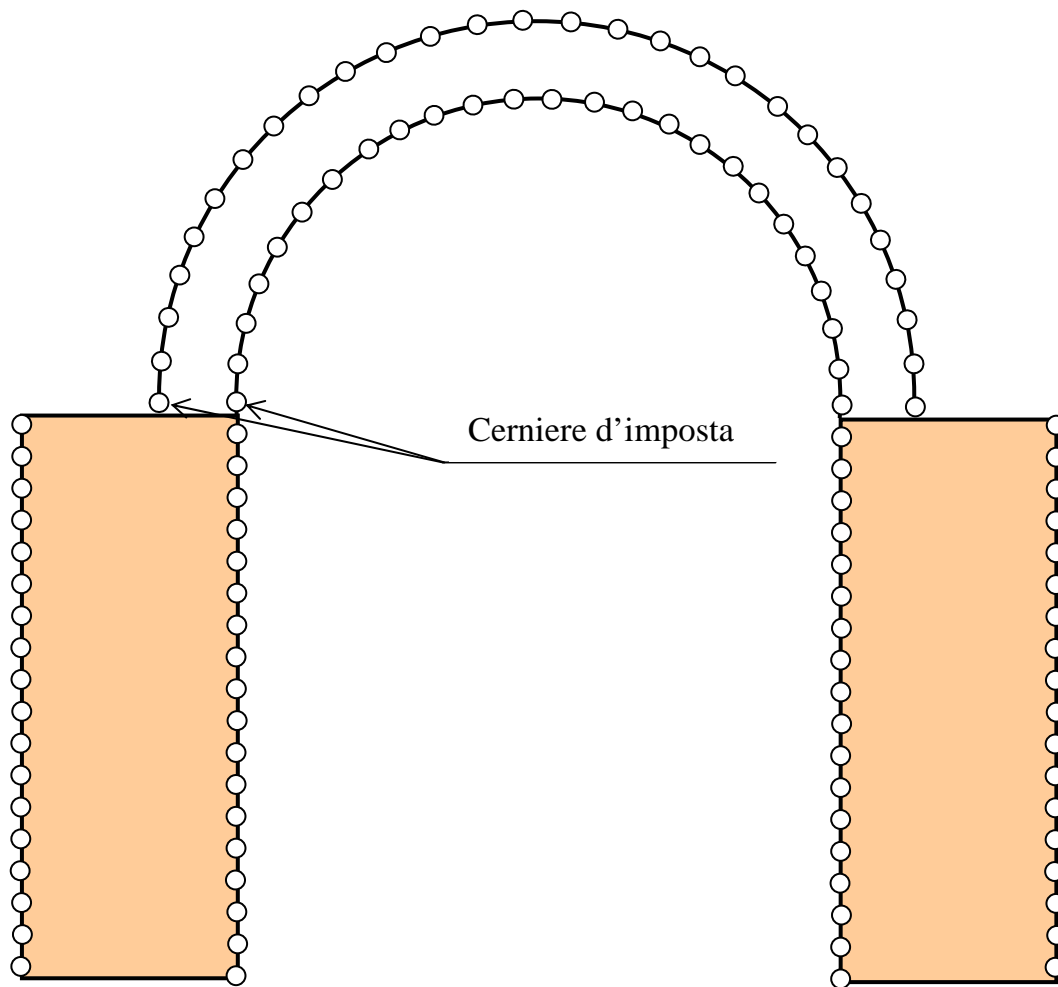


Figura 9: Il sistema murario può essere immaginato come la composizione di infiniti blocchi rigidi, ciascuno di spessore infinitesimo, giuntati da cerniere unilaterali. Vale a dire, si immagina che sui contorni ci sia una stesa continua di infinite cerniere unilaterali. La struttura si trasforma in un meccanismo solo se le azioni esterne attivano uno degli infiniti meccanismi resi cinematicamente ammissibili dalla suddetta stesa di infinite cerniere.

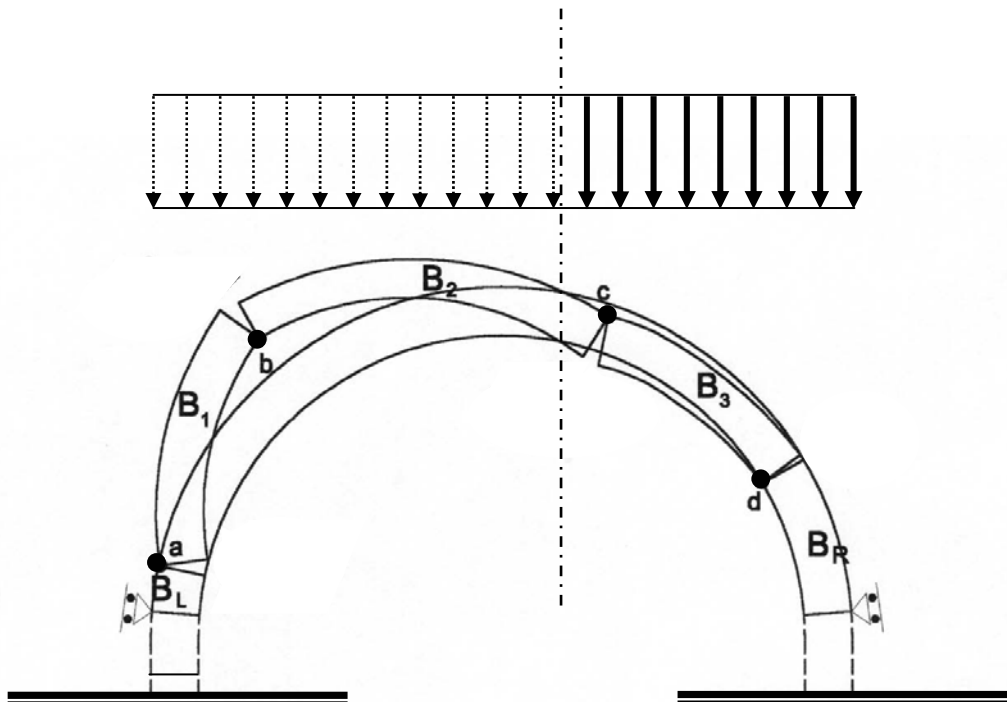


Figura 10: Rappresentazione del comportamento meccanico di una volta (e di una struttura muraria in genere). La quota-parte del carico con linea solida (cui il meccanismo fa abbassare il punto d'applicazione) compie lavoro positivo: sollecitante. La quota-parte del carico con linea tratteggiata (cui il meccanismo fa innalzare il punto d'applicazione) compie lavoro negativo: resistente. Se il lavoro sollecitante è maggiore del lavoro resistente in valore assoluto, quel carico non può essere portato. Vale a dire, se sulla volta viene applicato quel carico, la volta collassa. Non è però detto che collassi con quel meccanismo. Può collassare con un altro meccanismo, più debole. Se il valore assoluto del lavoro resistente totale prevale sul lavoro sollecitante totale, quel dato meccanismo non può attivarsi sotto quel carico. Ma non è detto che la volta porti quel carico (può attivarsi un altro meccanismo). La volta porta quel carico se e solo, per tutti i meccanismi cinematicamente ammissibili, il valore assoluto del lavoro resistente totale è maggiore del lavoro sollecitante totale.

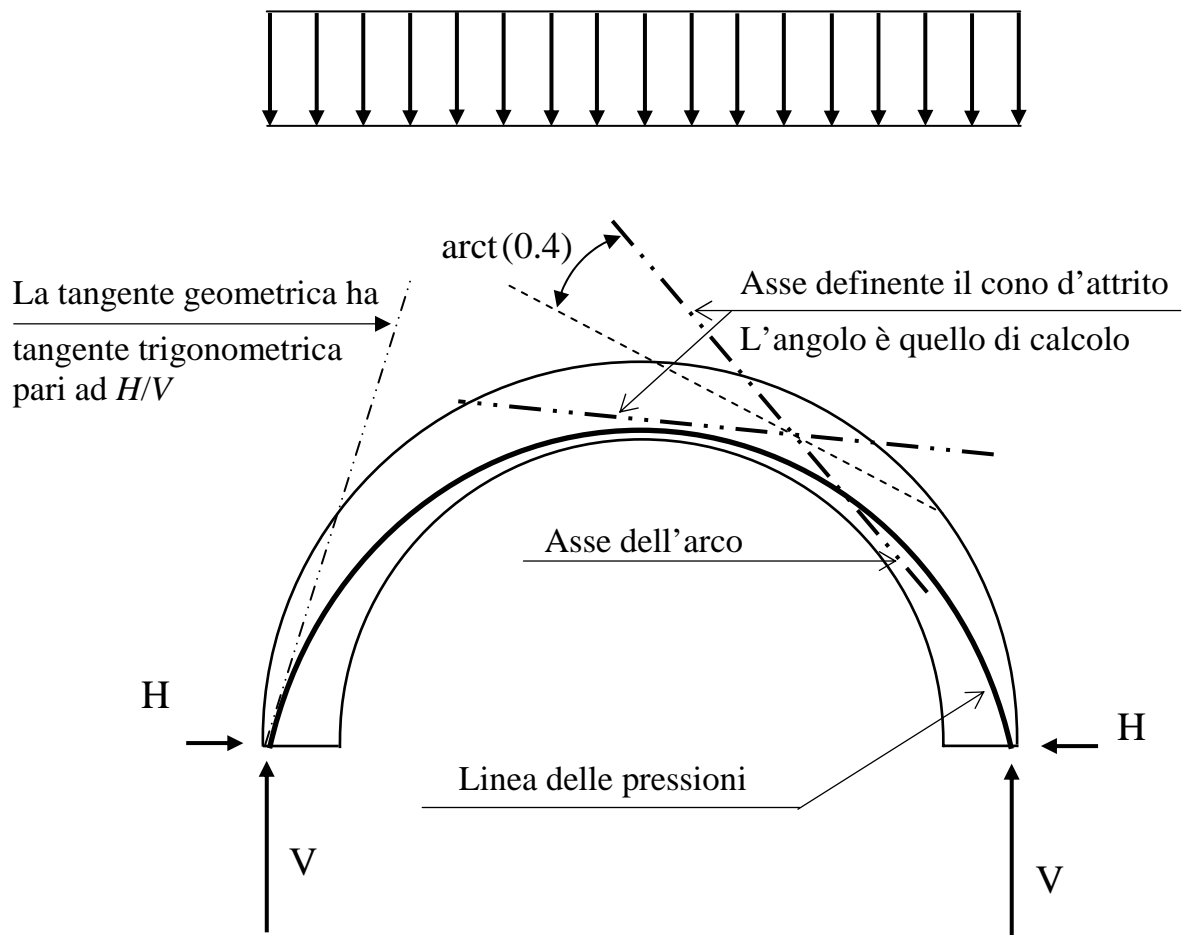
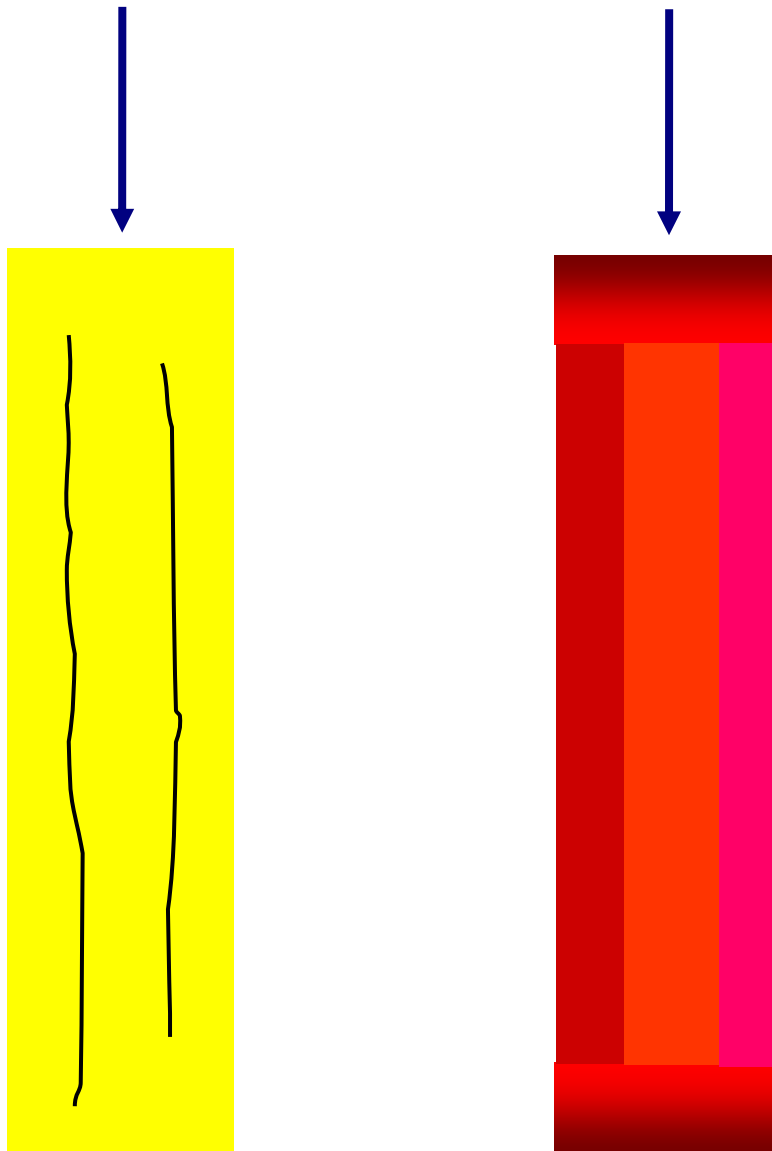


Figura 11: Linea delle pressioni contenuta nello spessore, e come tale ammissibile. La raffigurazione del cono d'attrito di calcolo (quello effettivo ha angolo maggiore) mostra che la linea delle pressioni, per uscire dal cono d'attrito rimanendo interna allo spessore, richiede un arco eccezionalmente tozzo (spessore sproporzionato per la luce).

Figura 12: Colonna in muratura (pila o spalla) assoggettata a forza verticale. La forza si configura come un'azione normale centrata (assiale). Principali eventi che portano al collasso: progressione della crisi.

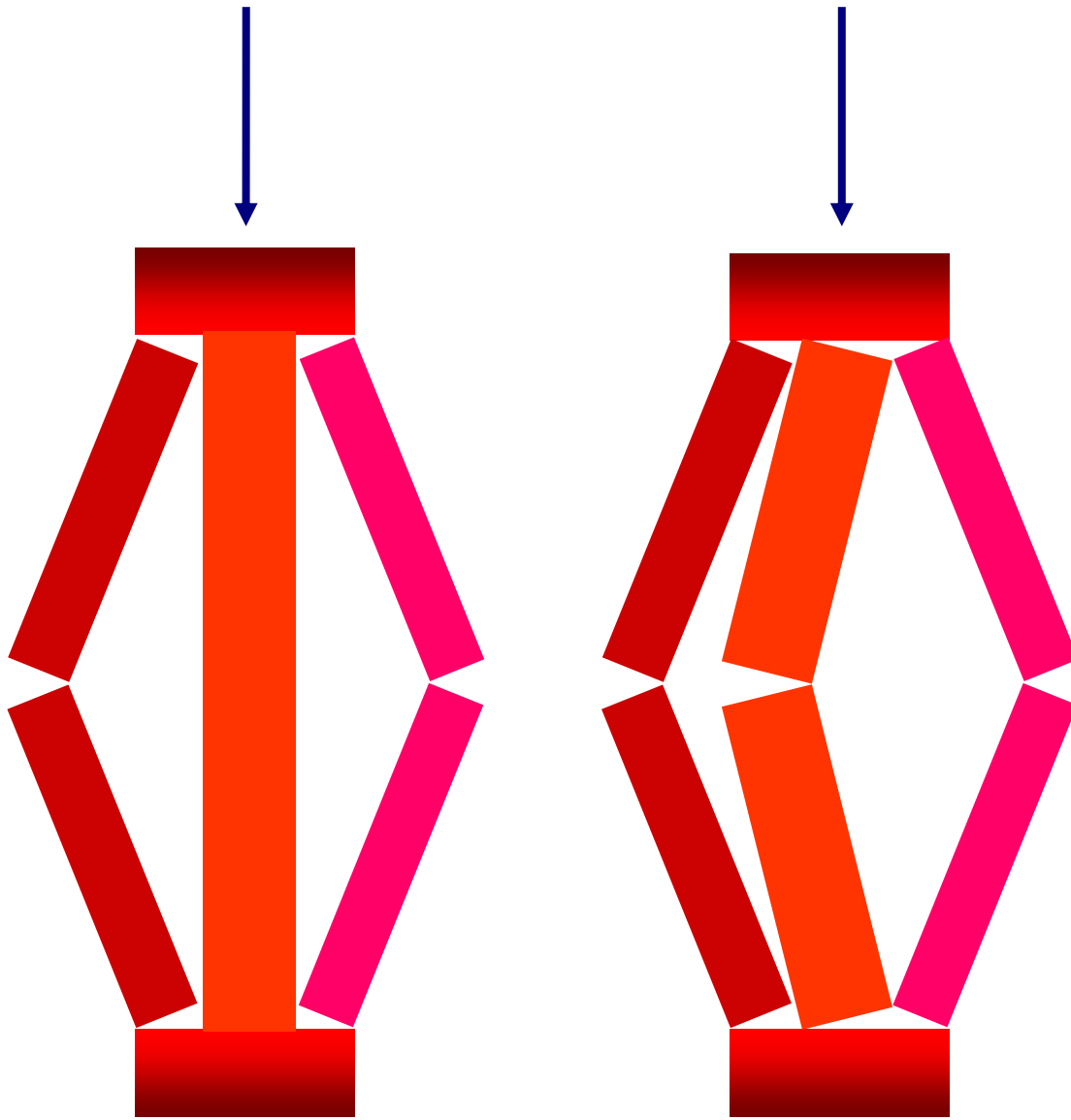


a

b

12.a: La diffusione di una forza concentrata in un mezzo produce trazioni trasversali (giacitura verticale, direzione orizzontale). In un mezzo a modesta resistenza a trazione, queste trazioni degenerano in fessure longitudinali nella muratura.

12.b: Le fessure scompongono la colonna in ideali pilastri affiancati, indipendenti tra loro.



c

d

12.c: Dei pilastri in cui la colonna si è scomposta, i due esterni si ritrovano in condizioni di presso-flessione, con eccentricità (momento diviso sforzo normale) maggiore di un terzo del loro spessore. La presso-flessione produce quindi il collasso per ribaltamento di tali pilastri.

12.d: Al fondo, anche il pilastro centrale collassa, quantunque caricato pseudo-assialmente. Difatti, le fessure riservano a questo pilastro una snellezza bassa. Pertanto, anche il pilastro centrale collassa per ribaltamento.



Figura 13.1: Impalcato di un ponte autostradale in C.A. adeguato mediante rinforzi in materiale composito. L'intervento è stato eseguito nel 1997. Trattasi quindi, in Italia, di un intervento pilota.



Figura 13.2: Applicazione di nastri in composito a fibra di carbonio alle travi dell'impalcato di Fig. 13-1.



Figura 13.3: Vista di un ponte autostradale. La portanza dell'impalcato non poteva portare in sicurezza il sovrappeso dato dall'adeguamento delle barriere di protezione laterale. L'impalcato è stato adeguato ai nuovi carichi permanenti incollando un'armatura esterna in composito.



Figura 13.4: Applicazione dei nastri in composito fibro-rinforzato (carbonio e resina epossidica).



Figura 13.5: Operazione di rullatura di rinforzi intradossali all'impalcato di un ponte. Dopo la rasatura del contorno di cls, avviene l'applicazione dei tessuti (fibra nuda di carbonio tessuta mediante termo-saldatura). La successiva impregnazione del tessuto con la resina (rullatura) origina contemporaneamente il composito ed il suo incollaggio alla struttura.



Figura 13.6: Immagine fotografica dell'intervento di Figg. 13.4-5, finito.

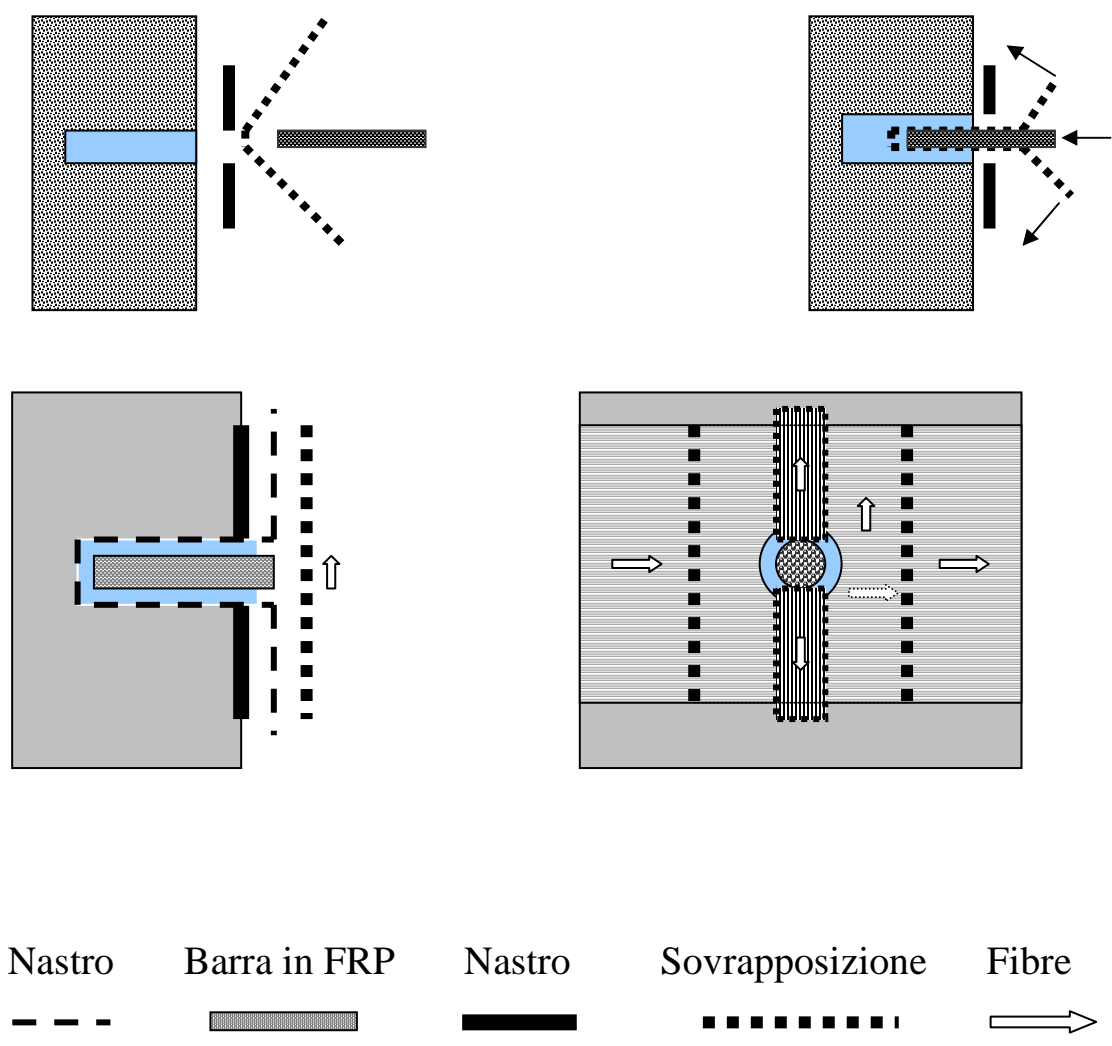


Figura 14: Piolatura in composito — brevetto italiano IP99119833.4 — atta a realizzare un unicum con i nastri al contorno della struttura. L'infissione della barra in FRP trascina il tessuto, che poi viene risvoltato al contorno della struttura. A portare la forza di strappo è il piolo più i nastri che lo avvolgono e che risvoltano. A decretare l'aderenza è il contorno di cls definente il foro.



Figura 15.a: Ponte in C.A. storico. L'opera è stata realizzata nella metà del XIX secolo. Il ponte è destinato alla I categoria, e così è usato. Le verifiche preliminari hanno dimostrato che il ponte non è ascrivibile alla I categoria; ovvero che, usato come ponte di I categoria, garantisce una sicurezza marcatamente inferiore a quella prescritta dalle normative, pur non rappresentando un pericolo imminente.



Figura 15.b: Vista intradossale dell'impalcato. Le barre delle zone curve, strombate, sono uscite dalla sede, distaccandosi dalla sezione, logica conseguenza dell'infelice progettazione delle armature. Il cls, in talune regioni corticali è carbonatato, in altre è inumidito. Il ponte presenta inoltre estesi e profondi quadri fessurativi. Alcuni sono dovuti al ritiro (getto della soletta posteriore al getto delle travi), altri derivano da coazioni termiche, altri ancora sono stati prodotti dai carichi. Sono state eseguite misure in situ della resistenza a schiacciamento del cls (rottura a compressione di carote, prove di pull-out, battute sclerometriche). I risultati delle prove ascrivono il cls alla classe C 17/20. Il calcolo deve quindi assumere, per il cls dell'impalcato: $R_{ck} = 21.2 \text{ N/mm}^2$.



Figura 15.c: Vista ai bordi del ponte. Il ponte è obliquo. L' obliquità determina una lunghezza complessiva di 14.66 m, laddove la distanza reciproca tra i muri delle spalle è di 12.16 m. Le strutture verticali del ponte consistono in due muri di contenimento, costituenti le spalle, e in 5 + 5 pilastri in ghisa lavorata, costituenti le pile (altezza 3.35 m, fusto a sezione quadrata di lato 0.22 m). Le pile (si vedono le teste) sono assai snelle. I suddetti pilastri costituenti le pile poggiano su basi in pietra, di sezione quadrata (lato pari a 0.45 m). Altre armature, oltre a quelle fuoriuscite dalla zona curva, sono esposte all'aria. La causa è la perdita del copriferro in alcune zone della campata. Le armature individuate sono ovviamente lisce. L'indagine ha rilevato 4 ϕ 32 all'intradosso di ciascuna trave, e staffe ϕ 14 / 1.00 m per trave. A determinare le maggiori carenze strutturali, tuttavia, non è stato il degrado dei materiali. Si è analizzato lo scarto tra la domanda esercitata dalla I categoria e la capacità garantita dal ponte nello stato rilevato. La gran parte dello scarto è risultata derivare da carenze del quantitativo d'armatura e/o di sezione di cls. S'intende che il predetto scarto non è congenito, ma è il risultato del drastico innalzamento, rispetto alle origini del ponte, dei sovraccarichi di normativa e degli standard di sicurezza.



Figura 15.d: Il progetto di adeguamento del ponte alla I categoria è stato improntato sull'uso di rinforzi in composito incollati esternamente. Tutte le tecniche alternative, esaminate e soppesate in fase di definizione dell'intervento, sono risultate meno efficaci e più onerose. A questo proposito si ribadisce che il disavanzo tra domanda e capacità era cospicuo. I rinforzi usati sono a fibra di carbonio, con tessuto termo-saldato. Stante il notevole incremento di portanza da generare, il quantitativo di composito necessario all'adeguamento è considerevole, anche se i costi complessivi dell'intervento sono poi risultati contenuti.

La fotografia mostra il rinforzo longitudinale atto ad incrementare la portanza flessionale del ponte, disposto nella I fase costruttiva.



Figura 15.e: Rinforzi radiali della II fase, atti ad incrementare la portanza a taglio. Preparazione delle superfici di cls ed applicazione dei nastri.



Figura 15.f: Rinforzi trasversali della III fase, atti ad incrementare la portanza flessionale trasversale della soletta. Si osserva il risvolto sui rinforzi della I fase.



Figura 15.g: Rinforzi obliqui della IV e della V fase, atti ad incrementare la resistenza a scorrimento della soletta rispetto alla trave e ad enfatizzare l'aderenza del sistema di rinforzo.



Figura 15.h: Vista del ponte ad intervento finito. La ricostituzione delle sezioni ha riportato il ponte nella sua condizione estetica primigenia. Si noti in particolare l'assenza di tracce rivelatrici della presenza dei rinforzi.

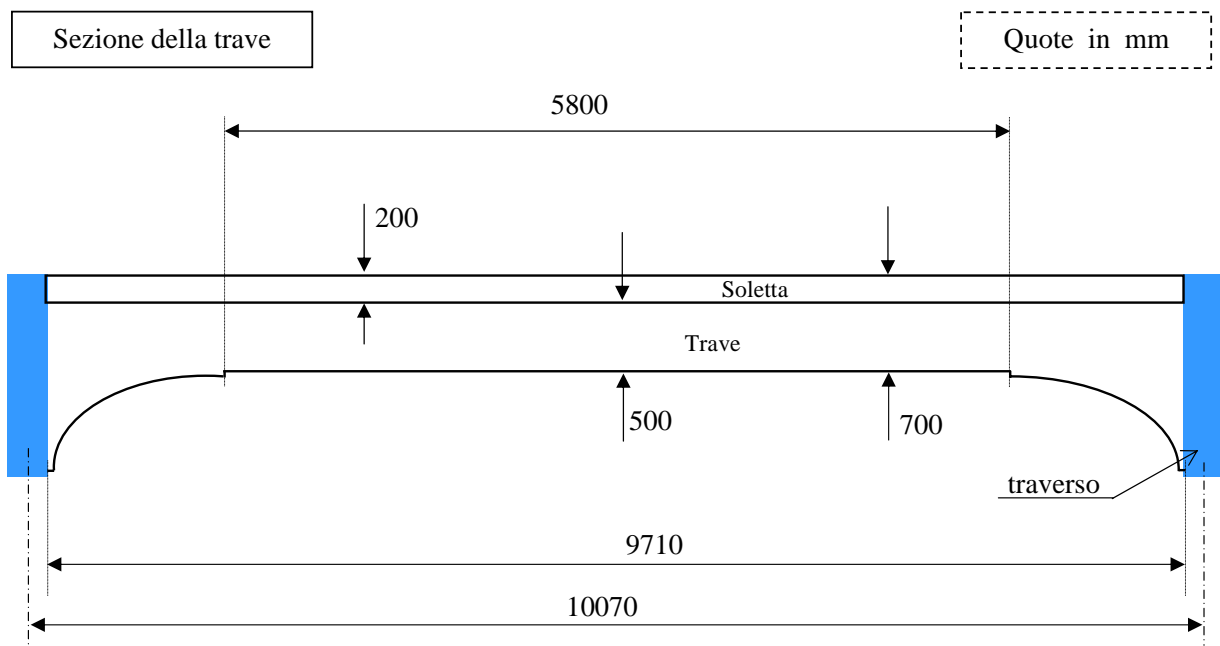


Figura 16.a: Sezione longitudinale della campata centrale del ponte. Stato iniziale.

Il ponte è costituito da 3 campate: una campata centrale di luce pari a 10.43 m (luce netta 9.71 m) e due campatine laterali (qui non raffigurate) di luce pari a 2.2 m (luce netta 1.74 m). La lunghezza complessiva del ponte è quindi di 14.66 m.

La larghezza del ponte (fuori tutto) misura 8.70 m; la larghezza complessiva delle carreggiate stradali è pari a 6.70 m. Si hanno due carreggiate della larghezza di 3.35 m ciascuna e due marciapiedi della larghezza di 1.00 m ciascuno.

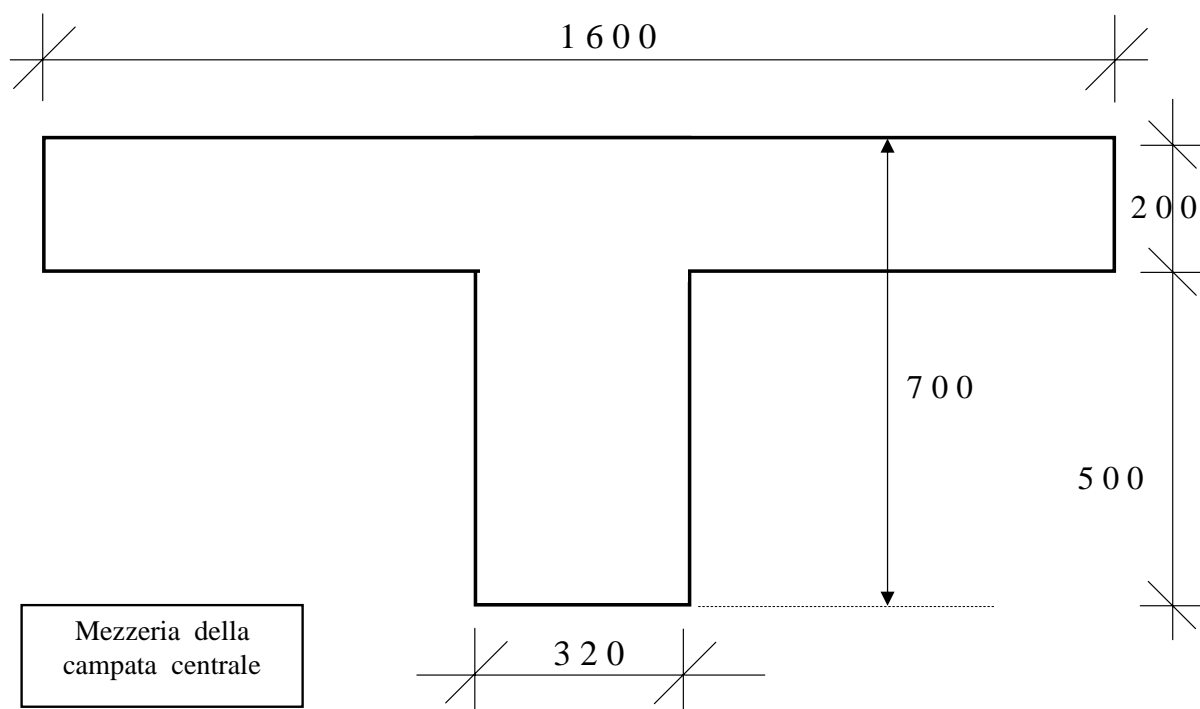


Figura 16.b: Sezione trasversale in campata della trave tipo e dell'aliquota di soletta sopra gettata, nello stato iniziale.

L'altezza della trave (escluso la soletta) va da 1.26 m a partire dalle pile, a 0.50 m in mezzeria. Il raccordo (strombatura) è curvo. La larghezza della nervatura delle travi è di 0.32 m. L'interasse fra le travi è di 1.60 m.

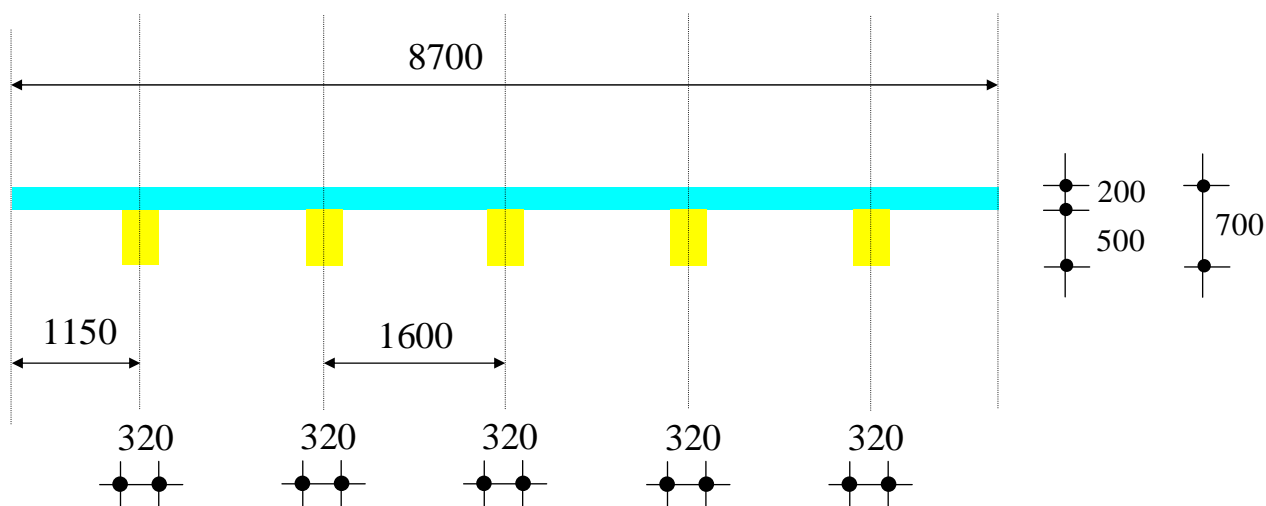


Figura 16.c: Sezione trasversale dell'impalcato del ponte, in campata, nello stato iniziale.

La struttura della campata centrale è formata da 5 travi in C.A., di sezione strombata (intradosso curvo) verso l'appoggio sulle pile e costante nella parte centrale.

L'interasse tra le travi è di 1.60 m. Sulle travi è gettata una soletta, continua, prolungata sulle due campatine laterali. Lo spessore della soletta è di 0.20 m. La soletta determina travi di sezione a "T". Ciascuna trave a "T" di spina presenta dunque un'ala della larghezza di 1.60 m e dello spessore di 0.20 m.

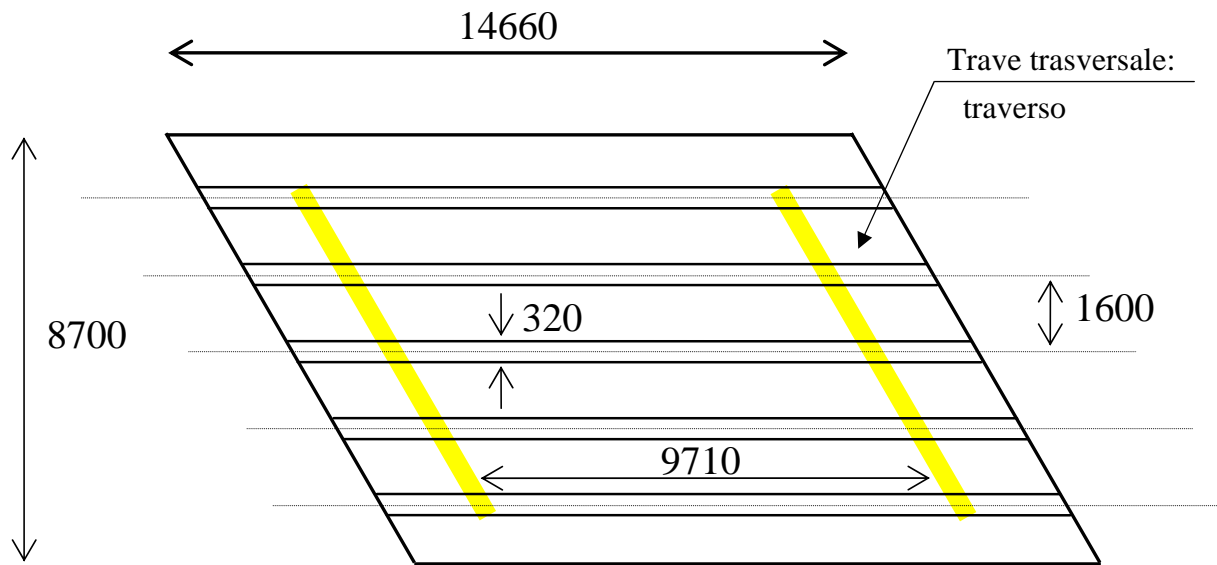


Figura 16.d: Pianta complessiva dell'impalcato nello stato iniziale.

In corrispondenza dell'appoggio sulle pile, l'impalcato presenta una trave trasversale — traverso — andante dal primo pilastro sino all'ultimo. Per evidenti ragioni geometriche derivanti dall'obliquità del ponte, l'angolo tra il traverso e le travi non è retto.

La struttura delle due campatine laterali è costituita da una maglia tipo Vierendeel. I correnti della maglia sono costituiti da aste di altezza pari a 0.28 m e di larghezza pari a 0.32 m.

I FASE

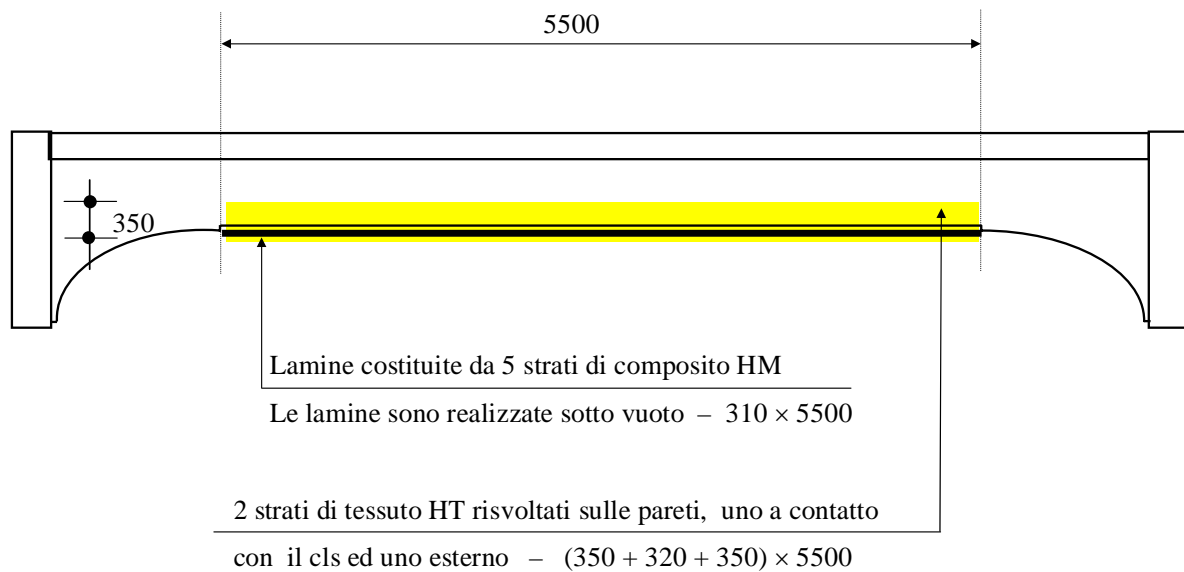


Figura 16.e: Stato di progetto. Sezione longitudinale. Intervento finalizzato all'incremento della portanza flessionale delle travi d'impalcato.

Due sono i tipi di nastri longitudinali adottati: (1) intradossale, costituito da lamine di tessuto ad Alto Modulo (HM), realizzate con tecnologia sotto vuoto, di larghezza poco inferiore a quella della trave; (2) sormontante le pareti della trave di 0.35 m per parte, costituito da tessuti a modulo normale e ad Alta Tenacità (HT).

Di concerto con il calcolo, i nastri longitudinali si arrestano 0.15 m (per parte) prima dell'inizio della strombatura, così da agevolare la messa in opera.

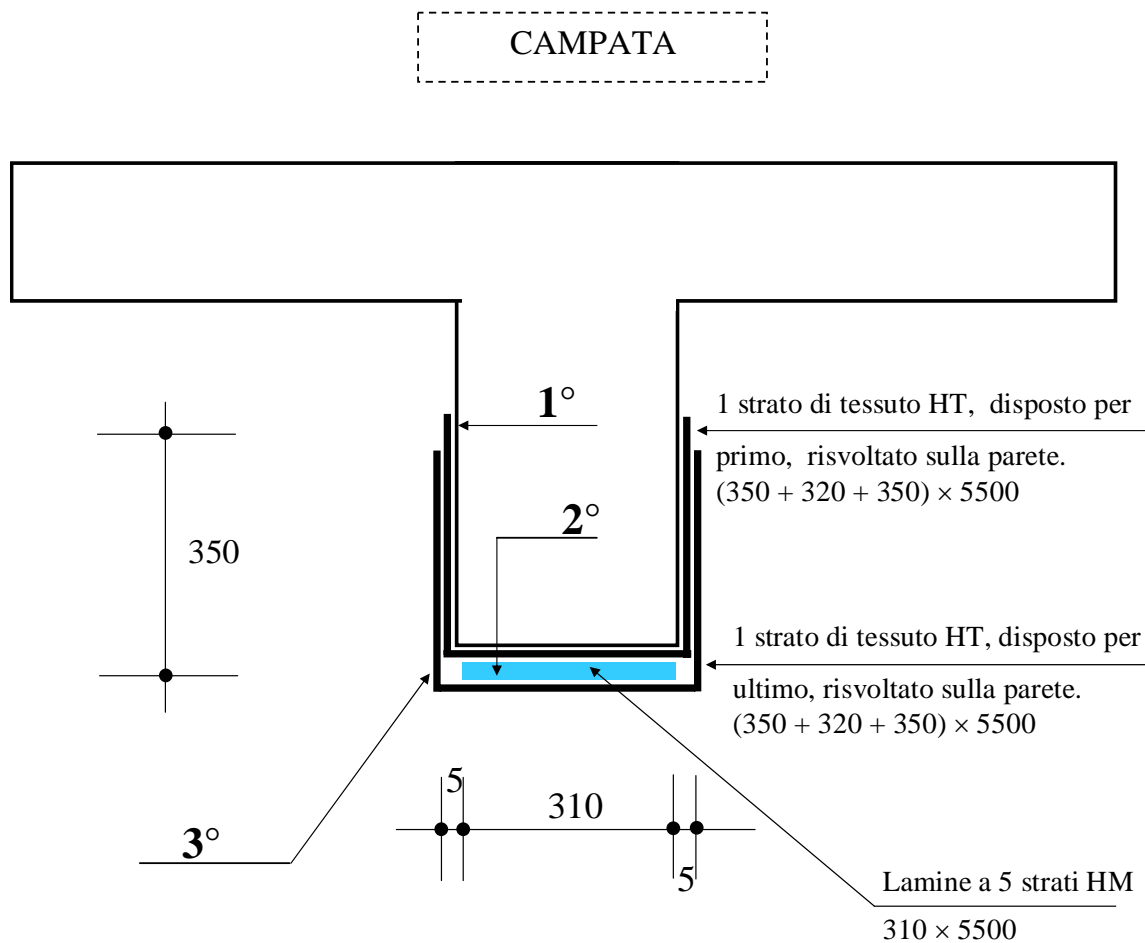


Figura 16.f: Sezione trasversale della trave. Intervento finalizzato all'incremento della portanza flessionale delle travi. Stato delle travi al termine della I fase.

I rinforzi risvoltati sulle pareti, ovviamente, non sono ad "U", poiché le fibre sono ordite longitudinalmente, dovendo lavorare a flessione, non a taglio.

I rinforzi risvoltati debbono essere piazzati, uno per primo del gruppo, che come tale deve essere incollato al cls; uno per ultimo del gruppo, che come tale deve essere incollato agli altri nastri. In altri termini, la successione è: 1°) incollaggio del nastro HT risvoltato; 2°) lamina a 5 nastri HM; 3°) incollaggio del nastro HT risvoltato, a chiusura del pacchetto.

II FASE

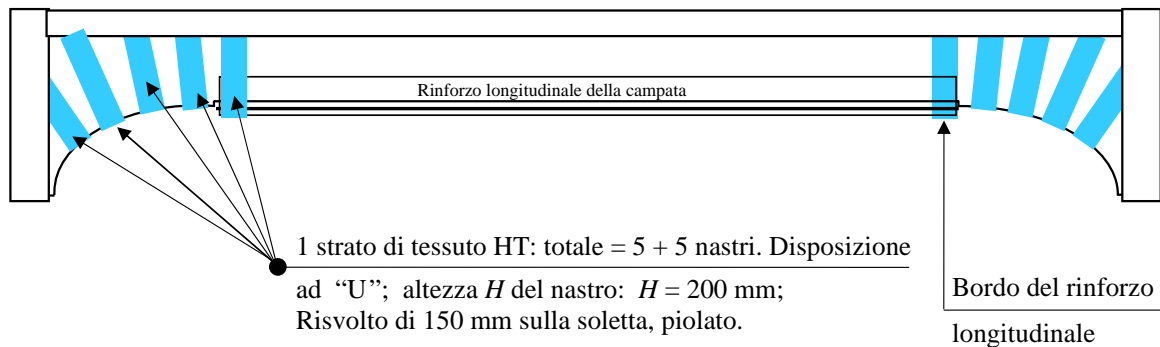


Figura 16.g: Sezione longitudinale. Intervento finalizzato all'incremento della portanza tagliante delle travi.

L'intervento prevede rinforzi disposti ad "U", nella zona svasata circolare. I rinforzi sono radiali al contorno circolare della strombatura. L'orditura delle fibre, trattandosi di armatura di parete, è nel senso della "U". Il primo rinforzo include il bordo del rinforzo in campata della fase I. Tutti questi rinforzi ad "U" terminano risvoltando all'intradosso della soletta. Il risvolto netto è di almeno 0.15 m. L'ultimo rinforzo può risvoltare in parte sul traverso. L'asse neutro si piazza nettamente al di sotto della soletta. Ciò nondimeno il risvolto è puntato alla soletta con pioli. Questi rinforzi si integrano con l'armatura esistente (con quella rettilinea, mentre viene omessa dal calcolo quella curva) e sfruttano l'effetto arco. I rinforzi ad "U" previsti sono in numero di 5 per bordo e per trave. In totale 10 rinforzi per trave, ossia 50 nell'intero ponte. L'altezza di questi rinforzi è fissa: $H = 0.20$ m; la lunghezza è variabile secondo la strombatura.

Per questi rinforzi è previsto il composito a modulo elastico normale ed alta tenacità. Infatti, in questo caso la deformazione che viene attinta dal sistema non tende a causare il distacco del nastro (il calcolo lo esclude).

III FASE

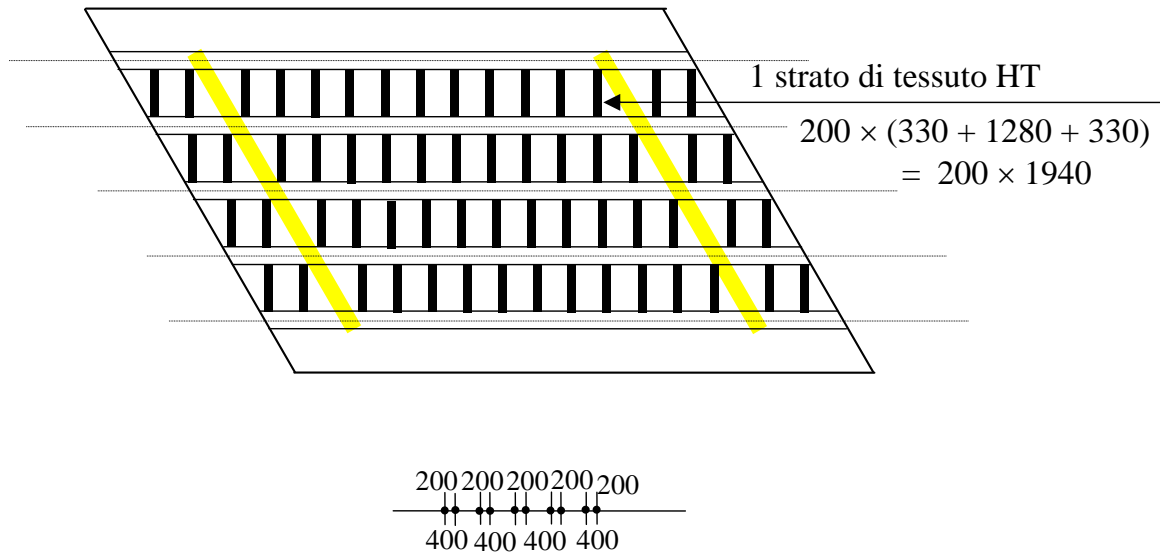


Figura 16.h: Pianta complessiva dell'impalcato. Intervento finalizzato all'incremento della portanza flessionale trasversale della soletta.

Questi rinforzi sono costituiti da composito a modulo elastico normale, ad alta tenacità. La funzione cui questi rinforzi sono adibiti, infatti, non propende al distacco (il calcolo lo esclude).

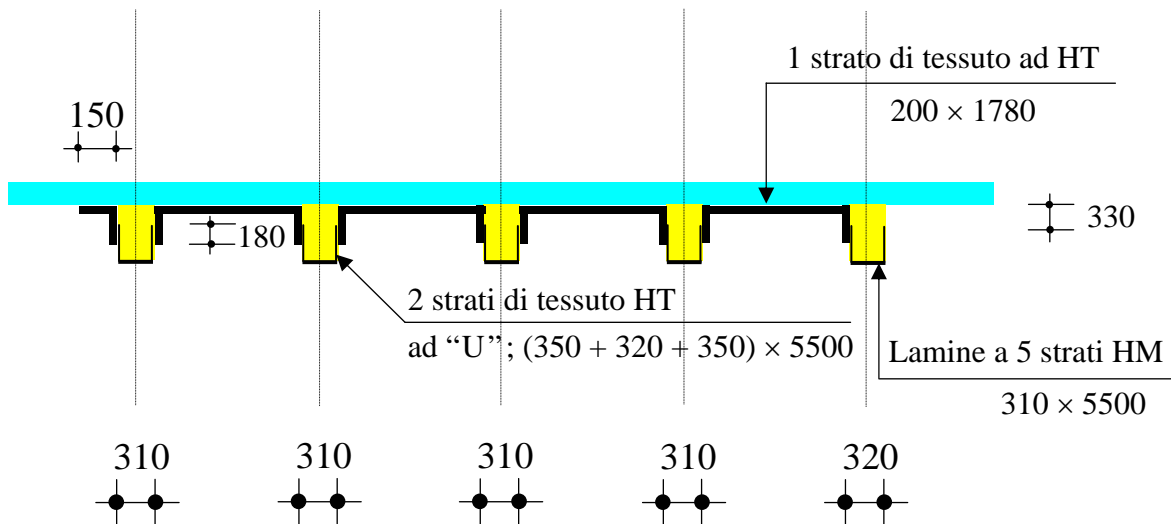


Figura 16.i: Sezione trasversale. Stato di progetto al termine della III fase. I rinforzi della III fase, oltre ad incrementare la portanza flessionale trasversale della soletta, incrementano l'aderenza del sistema di rinforzi, in particolare dei nastri della I fase.

La sezione mostra il risvolto sulla trave dei rinforzi trasversali alla soletta della III fase, i quali sormontano i rinforzi longitudinali della I fase (anch'essi raffigurati).

La parte di soletta a sbalzo non presenta rinforzi, a parte il predetto sormonto, proprio perché a sbalzo.

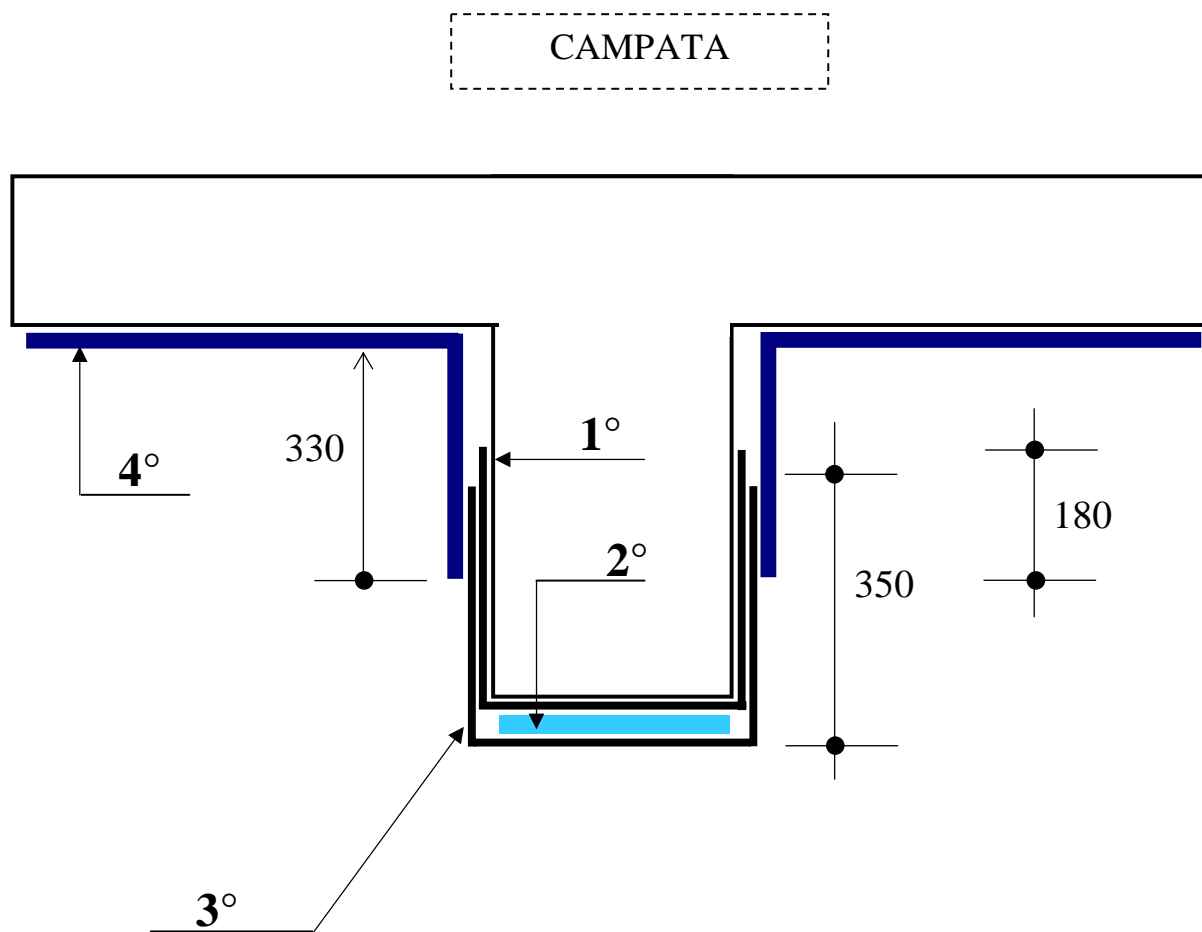


Figura 16.I: Sezione trasversale della trave. Successione delle fasi di applicazione dei rinforzi. I nastri trasversali alla soletta risvoltano sulla parete della trave di 0.33 m. Il sormonto tra i rinforzi della I e della III fase avviene per un tratto lungo 0.18 m, sulla parete della trave.

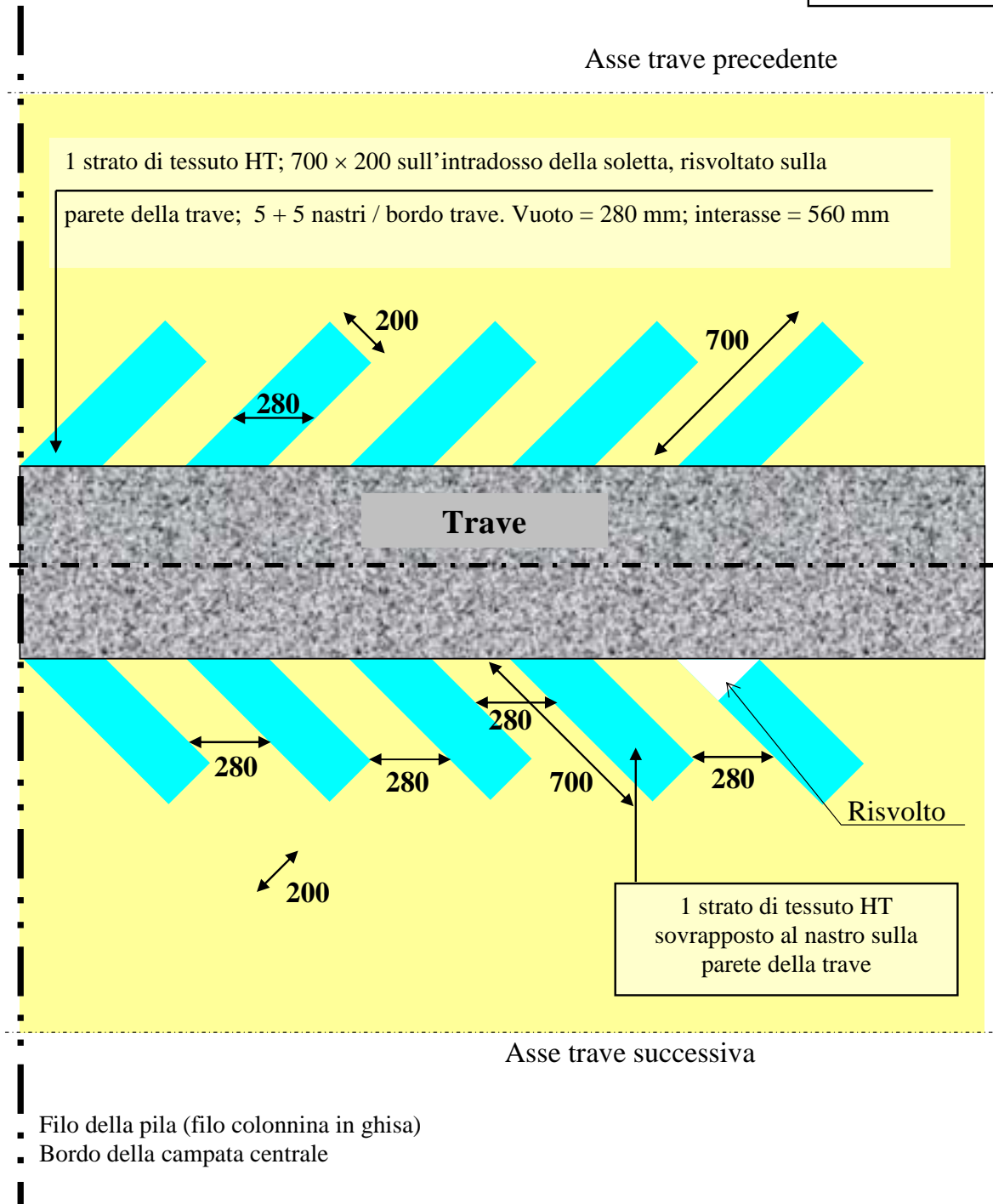
VISTA INTRADOSSALE**IV FASE**

Figura 16.m: Pianta intradossale dell'impalcato (trave e soletta). Intervento finalizzato all'incremento della resistenza allo scorrimento trave – soletta. Rinforzi di cucitura incollati alla soletta. Questi rinforzi risvoltano poi sulla trave, così da sovrapporsi, uno ad uno, all'omologo rinforzo applicato sulla parete della trave, e viceversa.

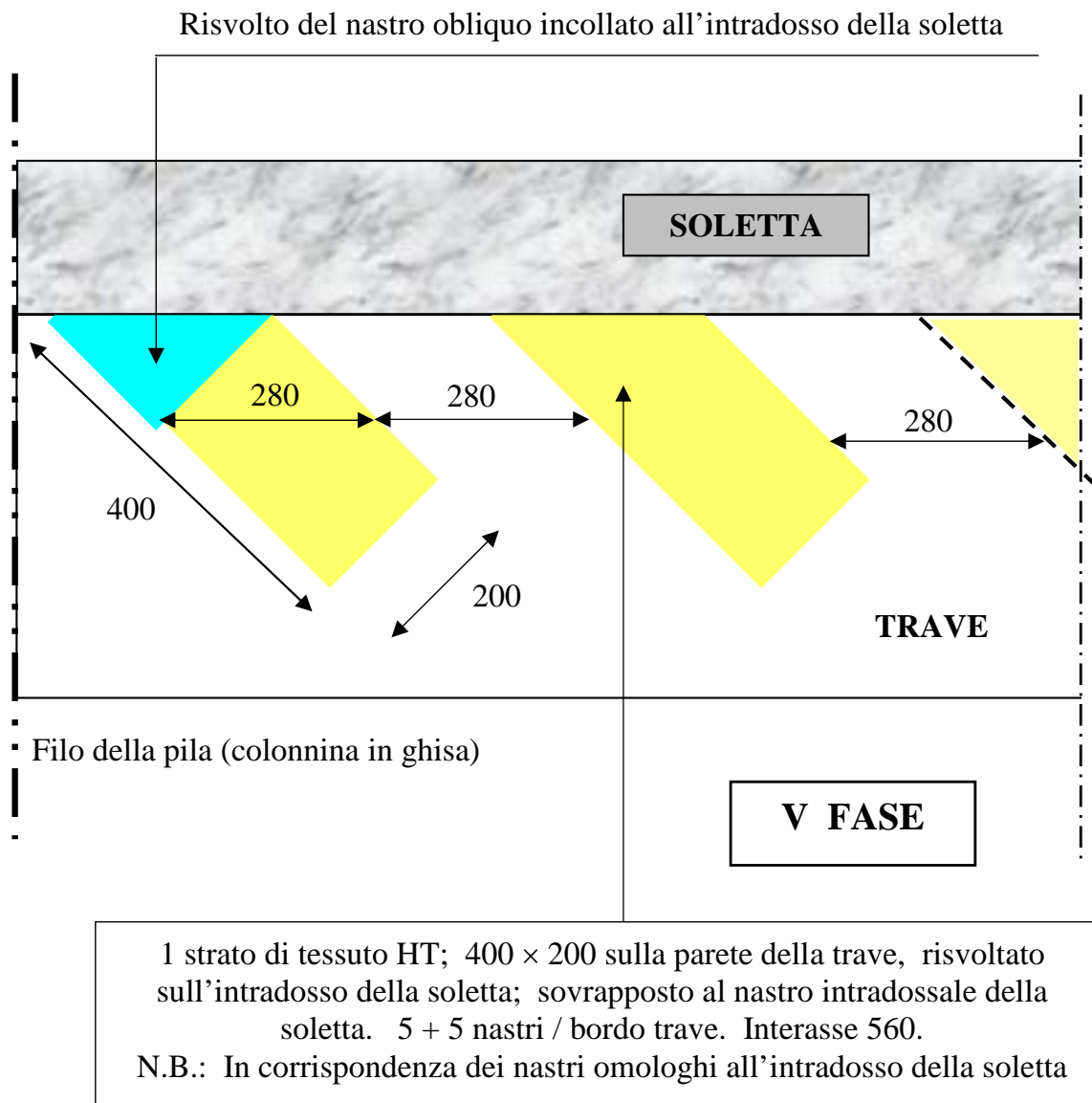
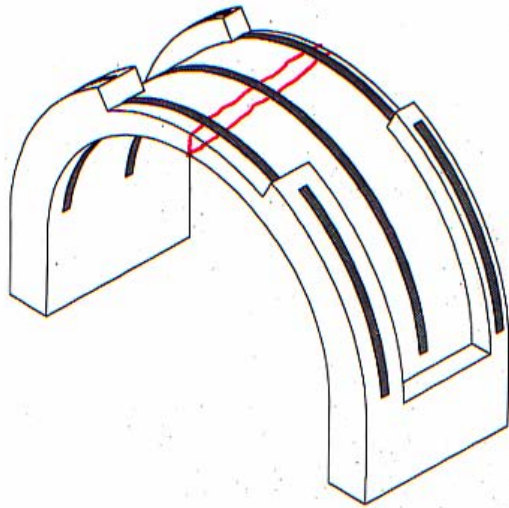
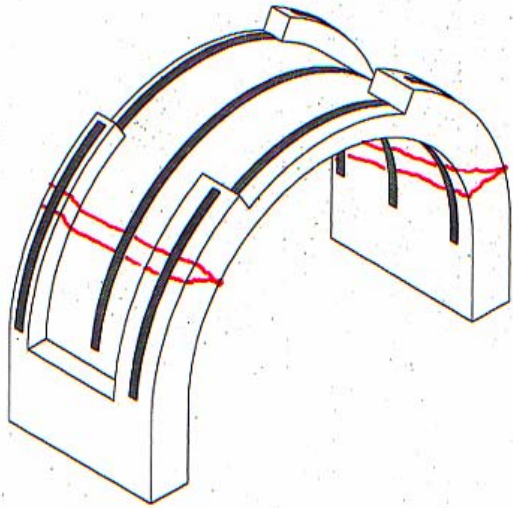


Figura 16.n: Sezione trasversale dell'impalcato. Intervento finalizzato all'incremento della resistenza allo scorrimento trave – soletta.
 Lo schema rappresenta il rinforzo omologo a quello della figura precedente. Questo rinforzo è applicato sulla parete della trave e risolta sull'intradosso della soletta, incollandosi sopra il rinforzo corrispondente.



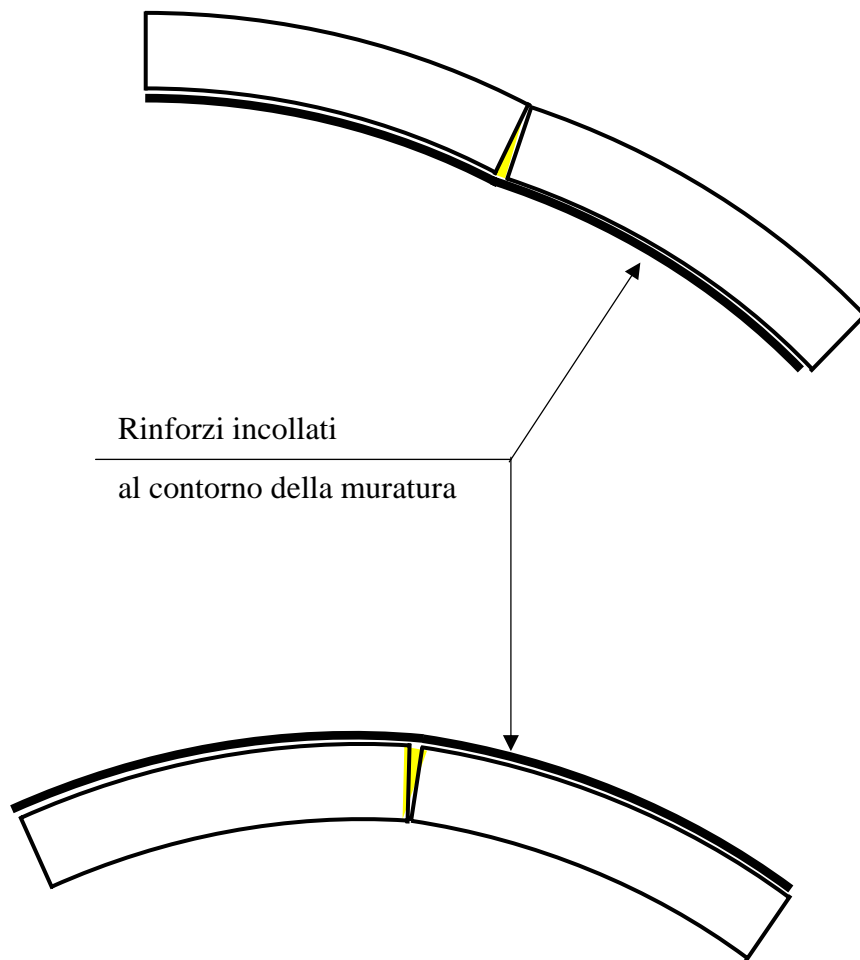


Figura 17: Effetto strutturale di un rinforzo esterno su una muratura. Il rinforzo cuce i cigli fessurativi, impedendo ad una faccia di ruotare rispetto all'altra (rotazione facente perno sulla cerniera al contorno). Dunque, nessuna cerniera può formarsi di fronte ad un rinforzo. Di converso, il rinforzo non è in grado di interdire la fessurazione. Difatti, la muratura si fessura a dilatazioni inferiori allo 0.2 ‰ . Ma a quelle dilatazioni, il rinforzo fornisce un contributo 40 ÷ 50 volte inferiore al contributo considerato dal calcolo che ne dimensiona il quantitativo.

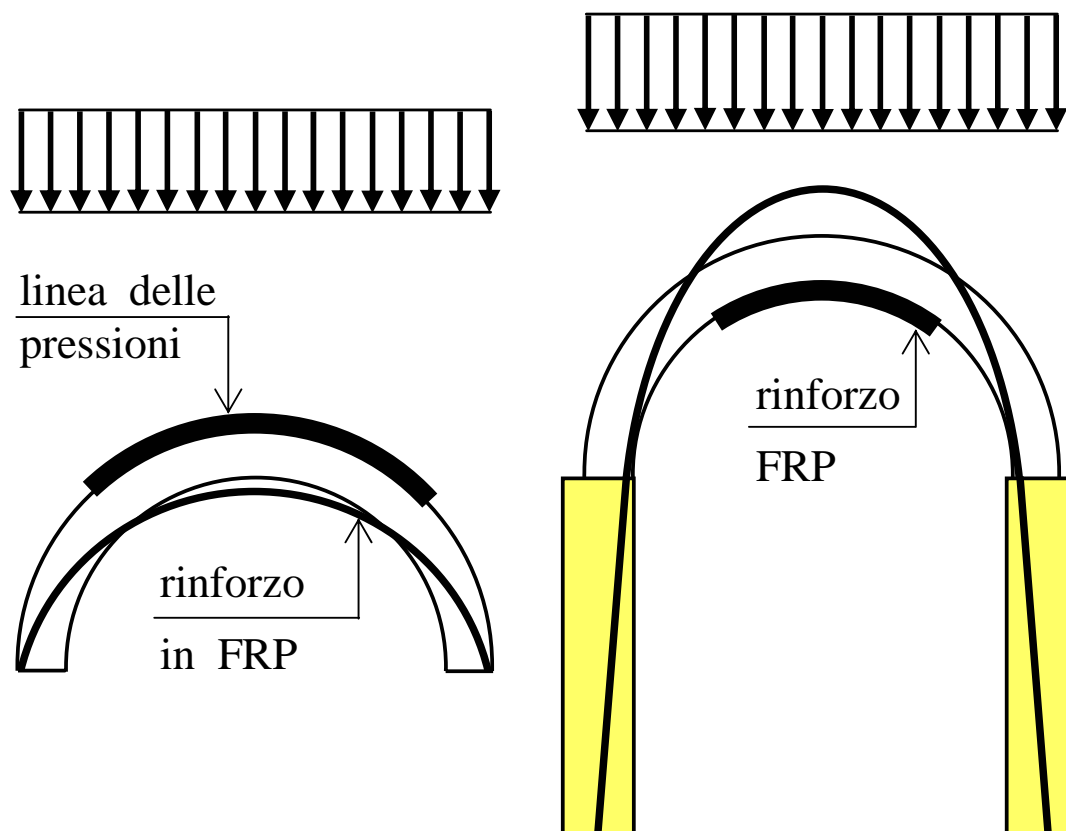


Figura 18: Linee delle pressioni che, se non ci fosse il rinforzo esterno sarebbero incompatibili con la portanza, ma che il rinforzo rende compatibili, decretando la portanza del carico cui tali linee sono associate. Si osserva (schema a destra) che il piedritto può essere incorporato nella struttura per la quale si traccia la linea delle pressioni. Così facendo, la verifica d'ammissibilità della spinta H può essere condotta in un colpo solo: se il tracciato della linea delle pressioni si mantiene interno allo spessore del piedritto, il piedritto non collassa per ribaltamento; se l'inclinazione della linea delle pressioni (nell'arco e nel piedritto) è contenuta nel cono d'attrito, la struttura non collassa per slittamento (taglio). Si osserva a quest'ultimo proposito che la possibilità di travalicare un contorno opposto ad un contorno rinforzato comporta tacitamente che la linea delle pressioni possa acquisire inclinazioni irraggiungibili in condizioni non-rinforzate. La crisi a taglio diventa quindi possibile nelle volte rinforzate. Si osserva altresì che, alla maggiore inclinazione di certi tratti, corrisponde la minore inclinazione di altri tratti della linea delle pressioni. Posizionando oculatamente il rinforzo, quindi, è possibile ottenere una linea delle pressioni ammissibile contrassegnata da una spinta inferiore alla spinta che si registra senza il rinforzo.

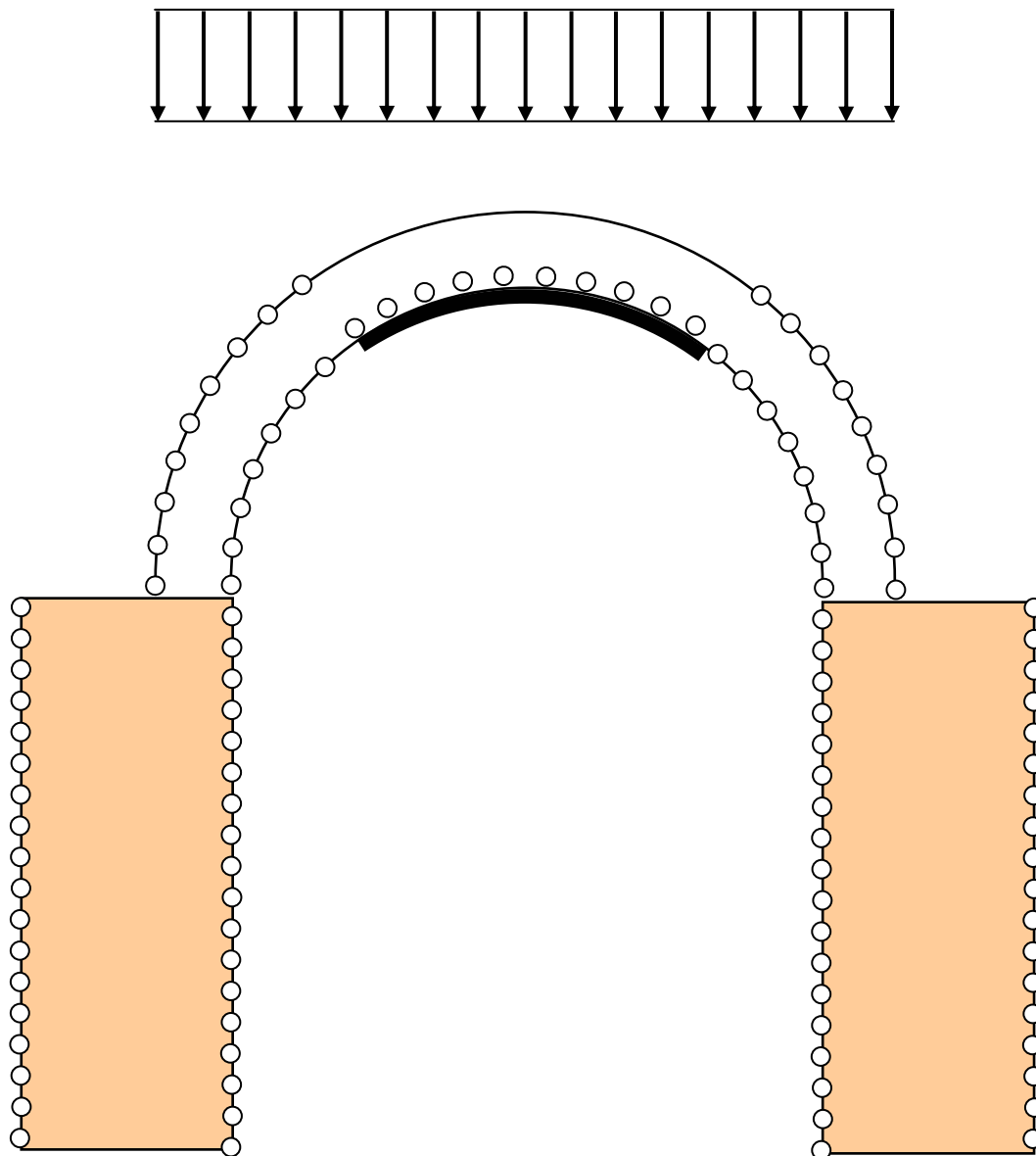


Figura 19: Nessuna cerniera può formarsi di fronte ad un rinforzo (Fig. 17). Questo fatto esprime l'effetto di un rinforzo su una struttura in muratura. La funzione che lega i contorni che possono incernierarsi alle posizioni dei rinforzi rappresenta un modo alternativo alla linea delle pressioni per mettere in luce la risposta di una struttura muraria rinforzata.

La restrizione dei contorni che possono incernierarsi, conseguente ai rinforzi, riduce il numero dei meccanismi ammissibili. Se i rinforzi interdicano i meccanismi più deboli, la portanza della volta si incrementa. Un rinforzo che preclude il meccanismo di Fig. 4 azzerata tacitamente la domanda di spinta.

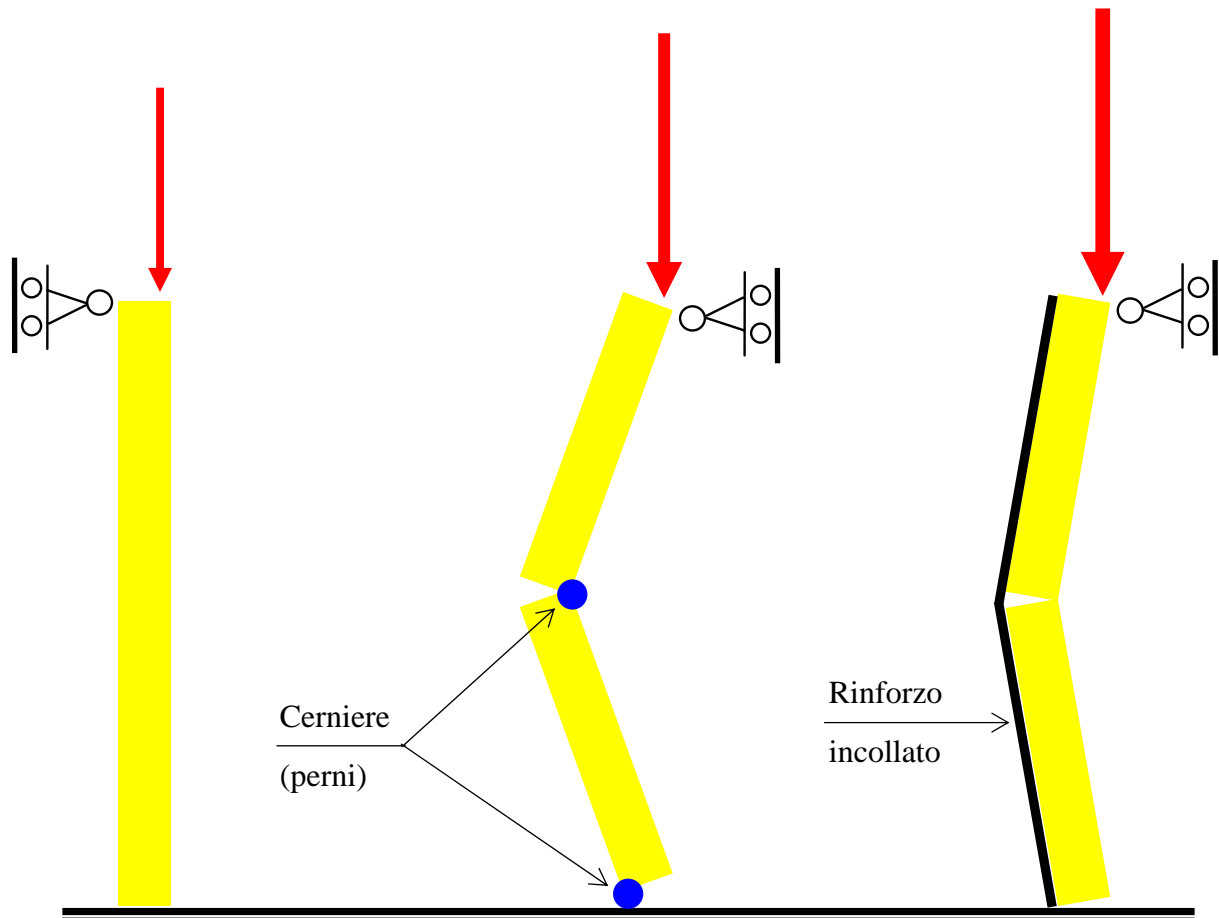


Figura 20: Elemento murario verticale (pila o spalla) assoggettato ad una forza normale disassata di più di un terzo dello spessore (a sinistra). L'elemento collassa per labilizzazione (al centro): si forma una cerniera a metà altezza ed una al bordo (ai due bordi, se serve). La crisi per schiacciamento del paramento murario, di contro, è meno frequente.

L'applicazione di un rinforzo esterno incollato interdice la formazione quantomeno della cerniera centrale e quindi preclude l'innescio del modo di crisi (a destra). Per questo, il rinforzo longitudinale incollato esternamente innalza drasticamente la portanza dell'elemento murario.

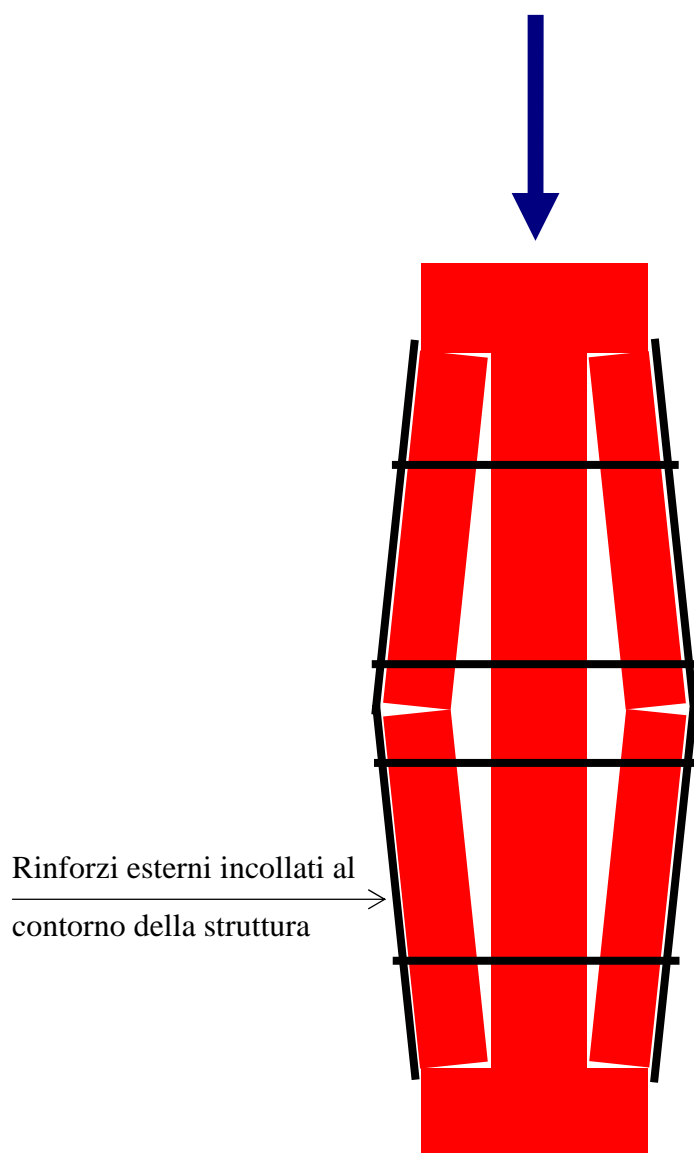


Figura 21: Intervento di consolidamento di una colonna (pila o spalla) in muratura mediante rinforzi incollati esternamente, con orditura orizzontale e verticale. I rinforzi interdicono i modi di crisi rappresentati nelle Figg. 12 e 20. I rinforzi orizzontali disposti come in figura, ossia con un basso rapporto tra pieni e vuoti, generano un moderato effetto confinante del materiale. Ciò nondimeno, tali rinforzi impediscono lo sbandamento trasversale dei frammenti verticali (pilastri) in cui la colonna si è scomposta. I rinforzi verticali dotano i frammenti in cui la colonna si è scomposta, della capacità di tollerare una presso-flessione fortemente eccentrica (Fig. 20).

Nel complesso, dunque, l'intervento aumenta notevolmente la portanza della struttura verticale, pur senza confinarne il materiale. Al tempo stesso, il basso rapporto tra pieni (rinforzi) e vuoti (spazi di muratura tra i rinforzi), oltre ad economizzare il materiale impiegato, minimizza le zone coperte dai rinforzi. In talune applicazioni avanzate su piloni di chiese, il nastro è stato inserito nei letti di malta, occultandolo completamente.



Figura 22: Esempio di consolidamento di colonne in murature. In questo caso, i rinforzi esterni incollati generano, sia gli effetti schematizzati nelle Figg. 20 e 21, sia un'apprezzabile azione confinante (pressione radiale). Nel complesso l'intervento ha consentito di salvaguardare quelle capacità portanti che profondi ed estesi quadri fessurativi sulle colonne stavano compromettendo. Per inciso, la causa dei quadri fessurativi era dovuta, sia a significative modifiche dei carichi sovrastanti, sia anche a gradienti di spostamento fondale, e sia a percolazioni negli stessi pilastri. La tecnica d'intervento è caratterizzata da una notevole semplicità esecutiva. Dal momento dell'allarme all'ultimazione dell'intervento passò pochissimo tempo.

I rinforzi in composito consentono l'aggrappaggio dell'intonaco (basta gettare della sabbia nella resina). L'intonaco nasconde totalmente l'intervento, stante il fatto che quest'ultimo ha spessore millimetrico (due delle quattro colonne raffigurate mostrano l'intervento finito).



Figura 23.a: Applicazione di rinforzi in composito all'intradosso di una volta a botte con lunette. Il quantitativo di rinforzo è notevole (elevato rapporto tra pieni e vuoti) poiché il sovraccarico della volta è costituito da una piscina.



Figura 23.b: Applicazione di rinforzi in composito all'estradosso di una volta a crociera nervata. La volta è destinata ad un uso piuttosto oneroso.

Figura 24: Sperimentazione condotta su un prototipo di ponte ad arco in muratura. Il ponte è stato caricato sino ad attingere la massima portanza. Poi è stato rinforzato in composito, senza ripararlo. Infine è stato caricato nuovamente, portandolo sino alla rottura.



Figura 24.a: Il rinforzo consiste in tre lamine della larghezza di 50 mm ciascuna, incollate sull'intero intradosso. L'applicazione di lamine (le quali hanno una rigidità non evanescente) su una superficie curva ha richiesto, in fase d'incollaggio, l'uso di pennini di fissaggio. I pennini non lasciano traccia alcuna (peraltro qui non sono stati tolti), ma aumentano un po' gli oneri di posa.



Figura 24.b: La crisi di portanza in condizioni rinforzate è avvenuta per decorticazione della muratura, come appare chiaramente dalla fotografia. La decorticazione ha compromesso l'aderenza del rinforzo. Staccatosi il rinforzo, si è formata quella cerniera la cui nascita era stata inibita dal rinforzo stesso. Tale cerniera ha reso possibile il completamento del meccanismo a 4 cerniere di Fig. 6, il quale ha condotto l'arco al collasso. S'intende che la portanza ultima non è stata dettata dal predetto meccanismo asimmetrico a 4 cerniere, che sarebbe debole. Tale meccanismo ha solo governato il crollo. La portanza ultima, e quindi la rottura, sono invece state dettate dal ben più resistente modo di crisi per decorticazione. Come tale, la portanza attinta dal ponte è stata elevatissima, laddove senza rinforzi la portanza era risultata modesta.



Figura 24.c: L'immagine fotografica mostra l'innescò della crisi: il rinforzo ha lacerato la muratura. Si parla di crisi per decorticazione della struttura. La rottura è avvenuta ad una profondità di qualche mm sotto la superficie esterna. Precisamente, si è rotto l'interfaccia tra lo strato superficiale di muratura in cui resina d'incollaggio era percolata e quello in cui la resina non era filtrata. Difatti, l'incollaggio penetra la muratura per uno strato di circa $1 \div 4$ mm e, tacitamente, consolida tale strato. A rompersi è quindi il primo livello che non si giova di tale beneficio.

Né il rinforzo in composito, né lo strato di resina hanno subito danneggiamento durante il caricamento e nemmeno all'atto della crisi. Di conseguenza, se si elevassero le caratteristiche meccaniche del composito e dell'incollaggio epossidico, il modo di crisi e la portanza rimarrebbero i medesimi. A dettare la crisi e la portanza, infatti, è la resistenza a trazione della muratura. Una valida tecnica per migliorare la portanza nel caso di rinforzi intradosali è l'infissione radiale di pioli in composito, conformemente alla tecnica illustrata in Fig. 14. Questo accorgimento progettuale viene adottato spesso, anche perché comporta pochissimi oneri realizzativi ed è foriero di notevoli benefici meccanici. Soprattutto, la piolatura consente di certificare la sicurezza anche in assenza di prove meccaniche sulla resistenza a trazione della muratura.

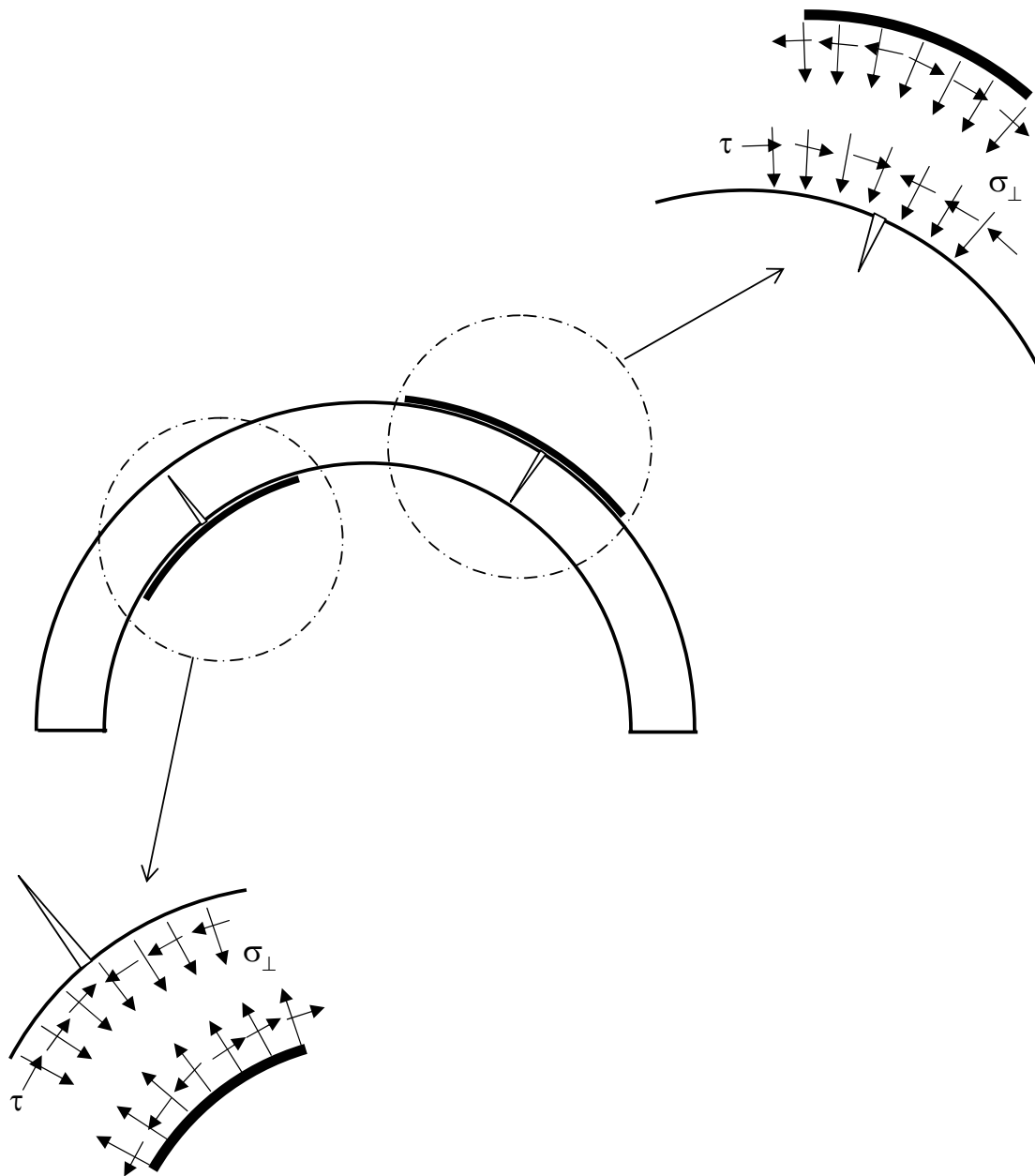


Figura 24.d: Schematizzazione dello scambio tensionale tra il rinforzo ed il contorno murario su cui esso è incollato. A dilatare il rinforzo sono le τ scambiate tra la volta, la quale tenderebbe a ruotare (imperniandosi al contorno opposto a quello rinforzato), ed il rinforzo stesso, che si oppone alla predetta rotazione (contrastando l'apertura delle fessure). L'equilibrio radiale delle τ applicate sul rinforzo mostra l'esistenza di tensioni normali al contorno d'incollaggio, dette σ_{\perp} . Rispetto al supporto murario, le σ_{\perp} sono di trazione se il rinforzo è intradossale e di compressione se il rinforzo è estradossale. Il rinforzo incollato esternamente, dunque, sottopone la volta ad una significativa trazione: non la muratura, bensì il blocco. Per questo la trazione, in genere, può essere tollerata dalla volta.



Figure 25-a.

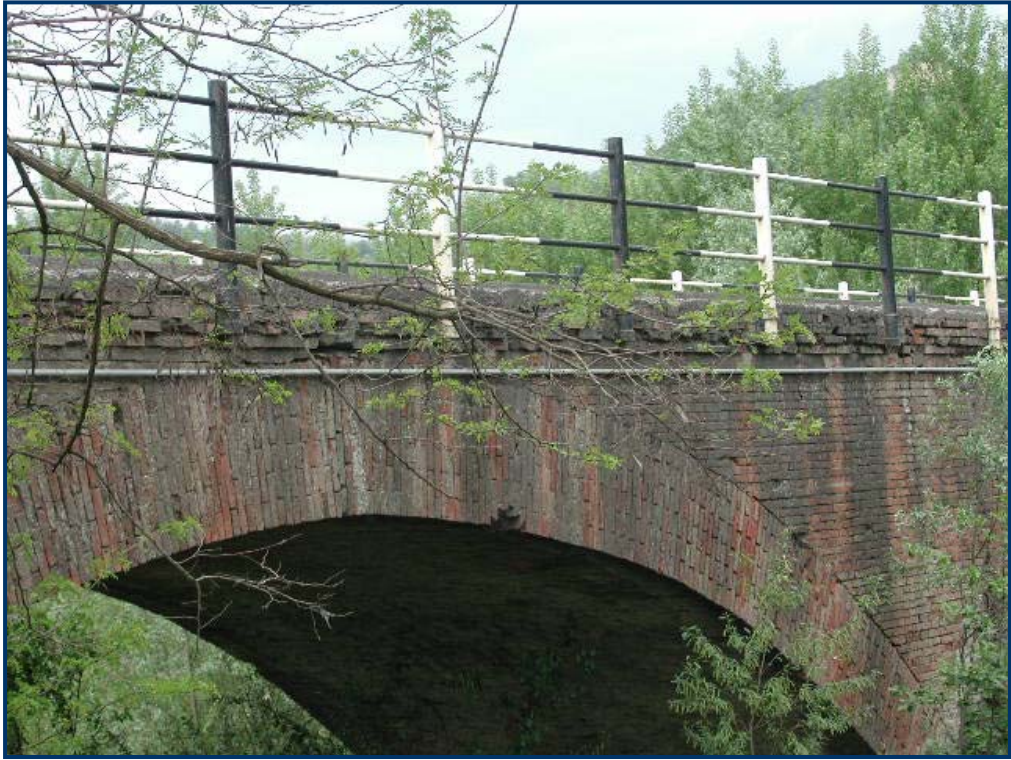


Figure 25-b.



Figure 25-c.

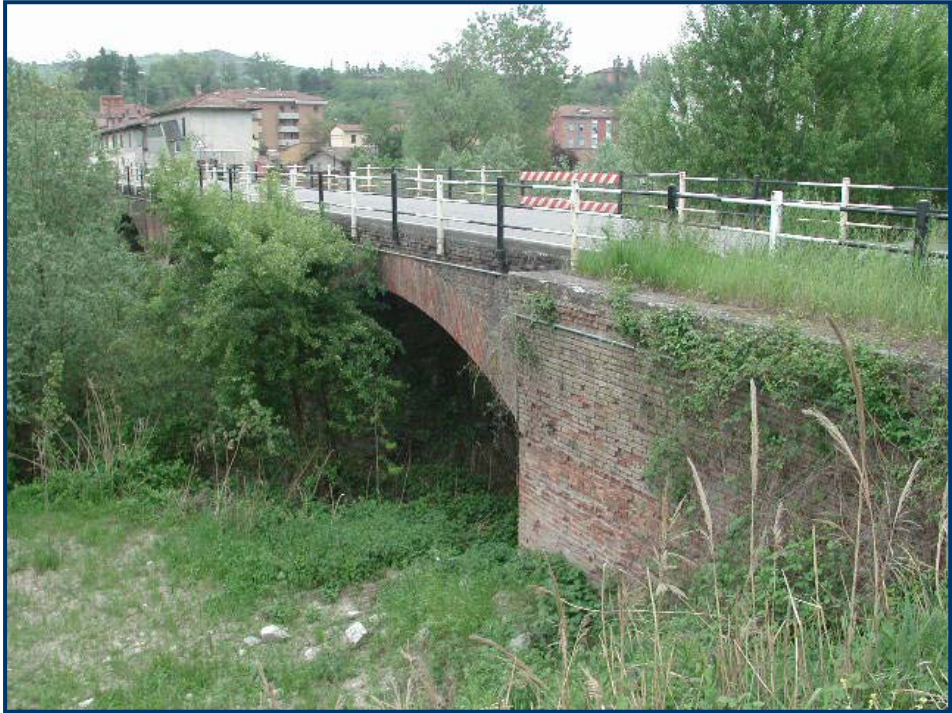


Figure 25-d.

Figure 25-a-b-c-d: Ponte di accesso al Comune di Pian di Macina (Pianoro - Bologna), sul torrente Savena.

VISTA ESTRADOSSALE

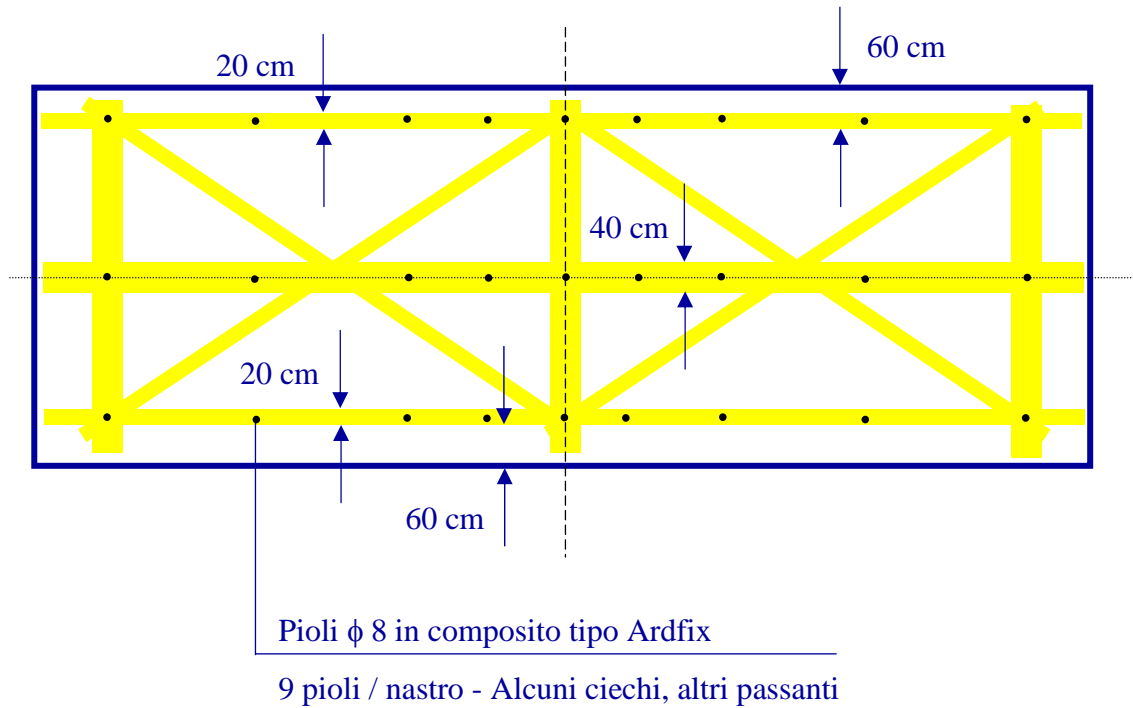


Figura 26. Nastri in composito (larghezza 20 cm) e pioli in composito applicati all'estradosso del ponte.

L'apporto in composito genera un sistema reticolare resistente all'azione sismica di progetto. Di tale sistema, i nastri costituiscono le bielle tese, mentre le bielle compresse si formano all'interno della massa muraria. I pioli enfatizzano l'aderenza dei nastri.



Figura 27-a-b: Ponte sul Torrente Santerno, a Borgo Tossignano (Imola).

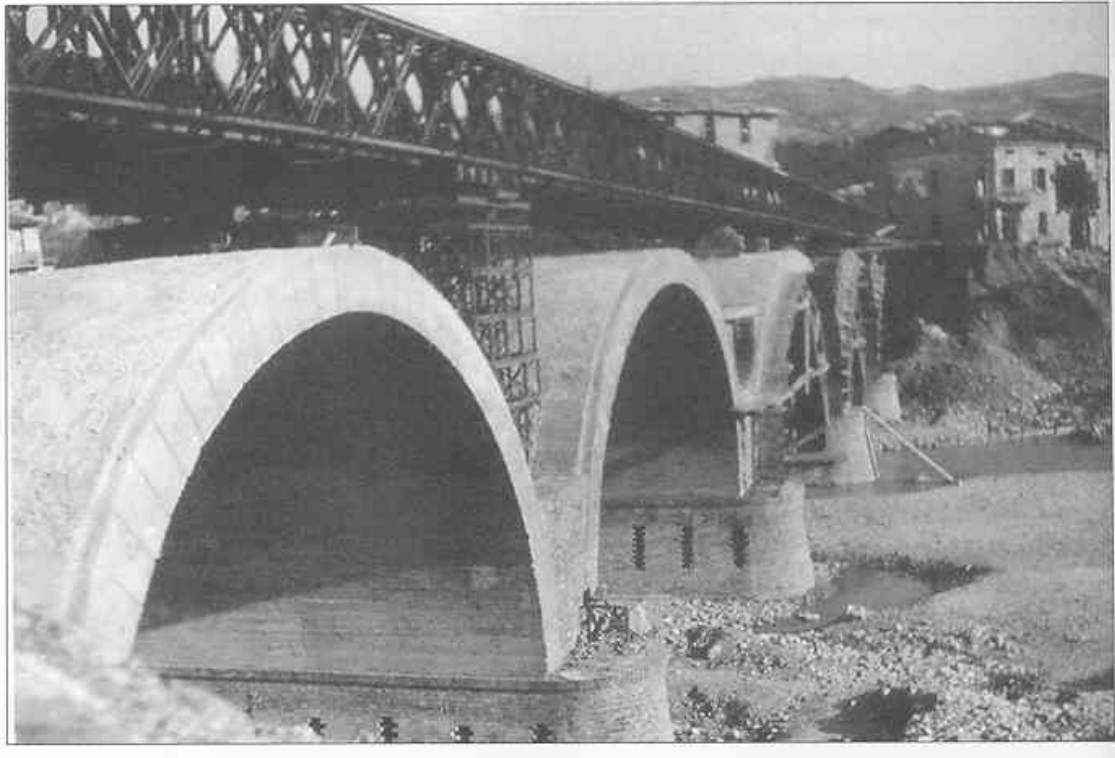


Figura 28: Immagini datate 1945: costruzione del ponte di Borgo Tossignano sul torrente Santerno.



Figura 29: Progetto di allargamento del ponte. Progetto architettonico e concettuale: Prof. Ing. Enzo Siviero.

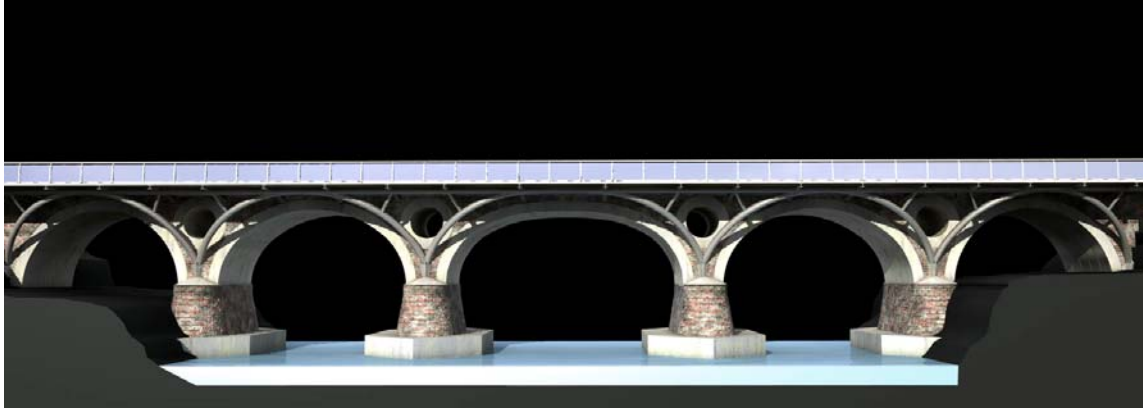


Figura 30: Progetto di allargamento del ponte.



Figura 31. Progetto di adeguamento sismico del ponte di Borgo Tossignano sul Torrente Santerno. Il progetto prevede nastri in composito all'intradosso della calotta di cls e nastri in composito applicati sotto la prima testa di mattoni. I nastri incollati sulla calotta sono visibili, ma la loro configurazione estetica è compatibile con quella dell'arcata. I nastri incollati sulle pile sono nascosti. La loro vista sarebbe infatti incompatibile non solo con l'estetica, ma con l'intera natura architettonica del ponte.

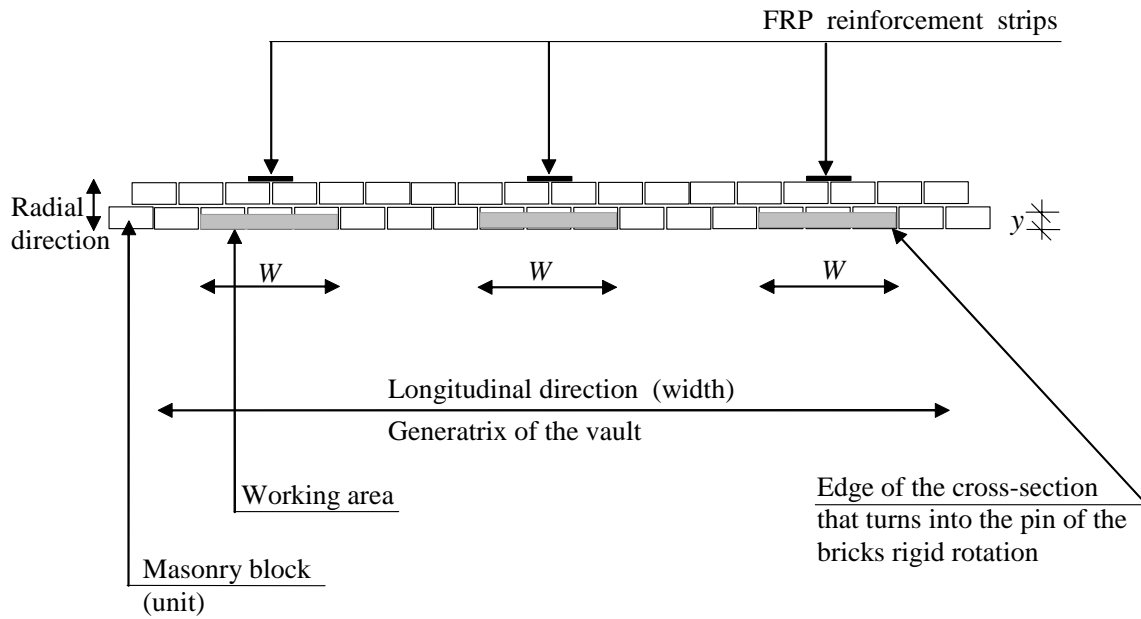


Figura 32. Sezione trasversale della volta cilindrica rinforzata. L'area rettangolare inscurita rappresenta l'area reagente a compressione. Si assume che le tensioni siano trasmesse solo dall'area reagente a compressione. La figura mostra la larghezza, W (localizzazione trasversale), e la profondità, y (localizzazione nello spessore) di ciascuna area di lavoro.

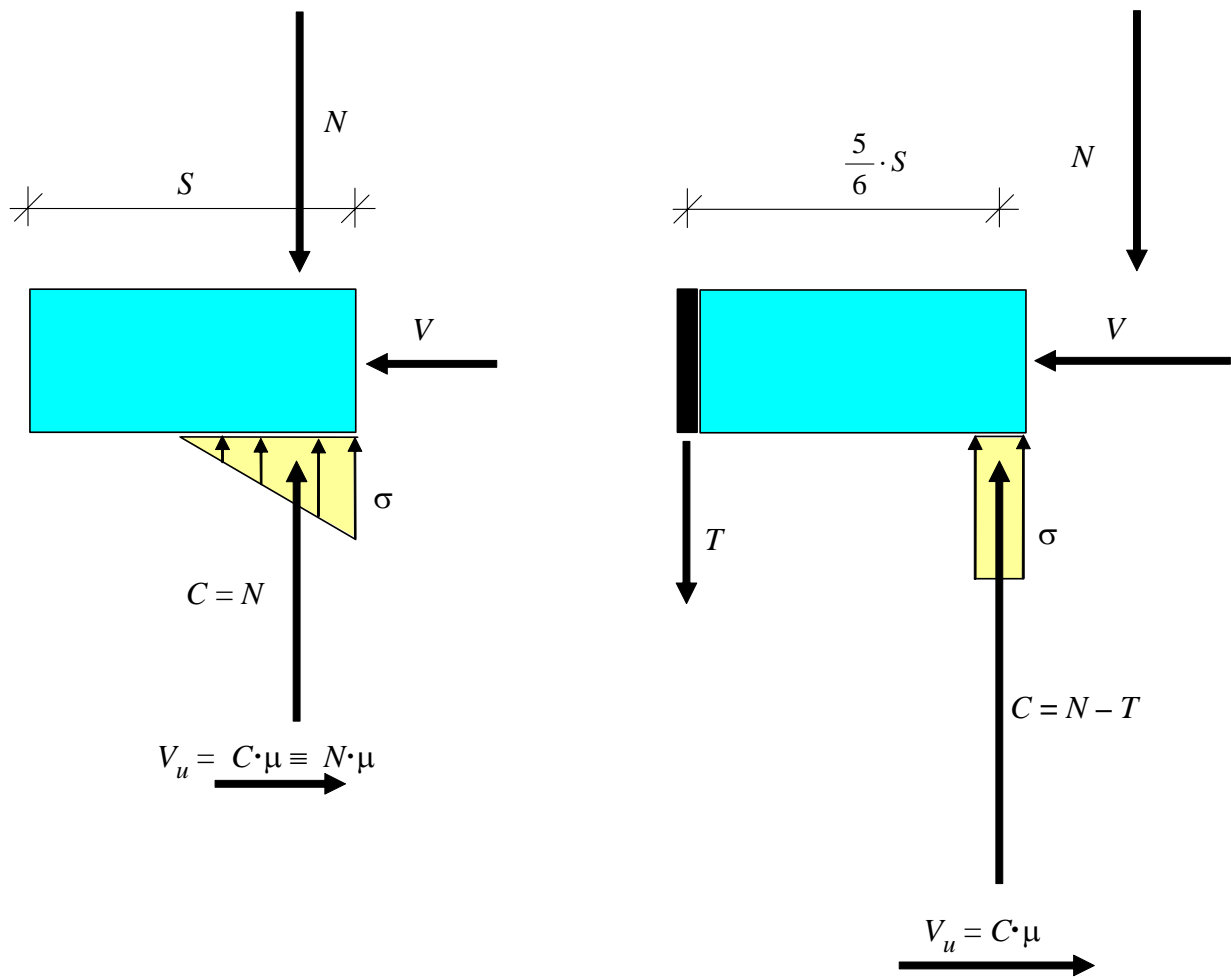


Figura 33. Sezione trasversale resistente al taglio secondo il meccanismo ad attrito. Sinistra: muratura non-rinforzata. Destra: muratura rinforzata.

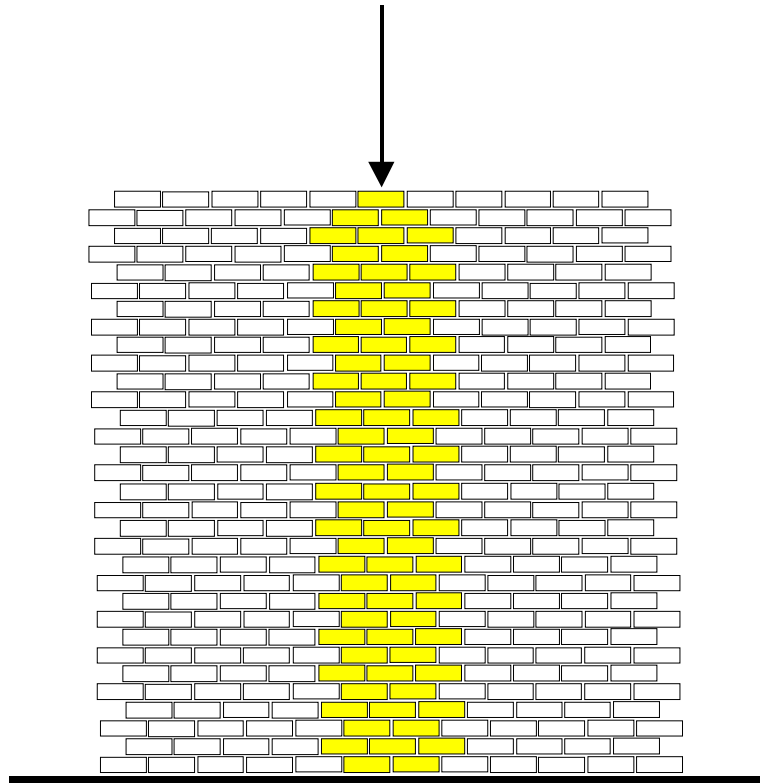


Figura 34. Diffusione delle tensioni in un muro di mattoni. Questo fenomeno determina la localizzazione trasversale.

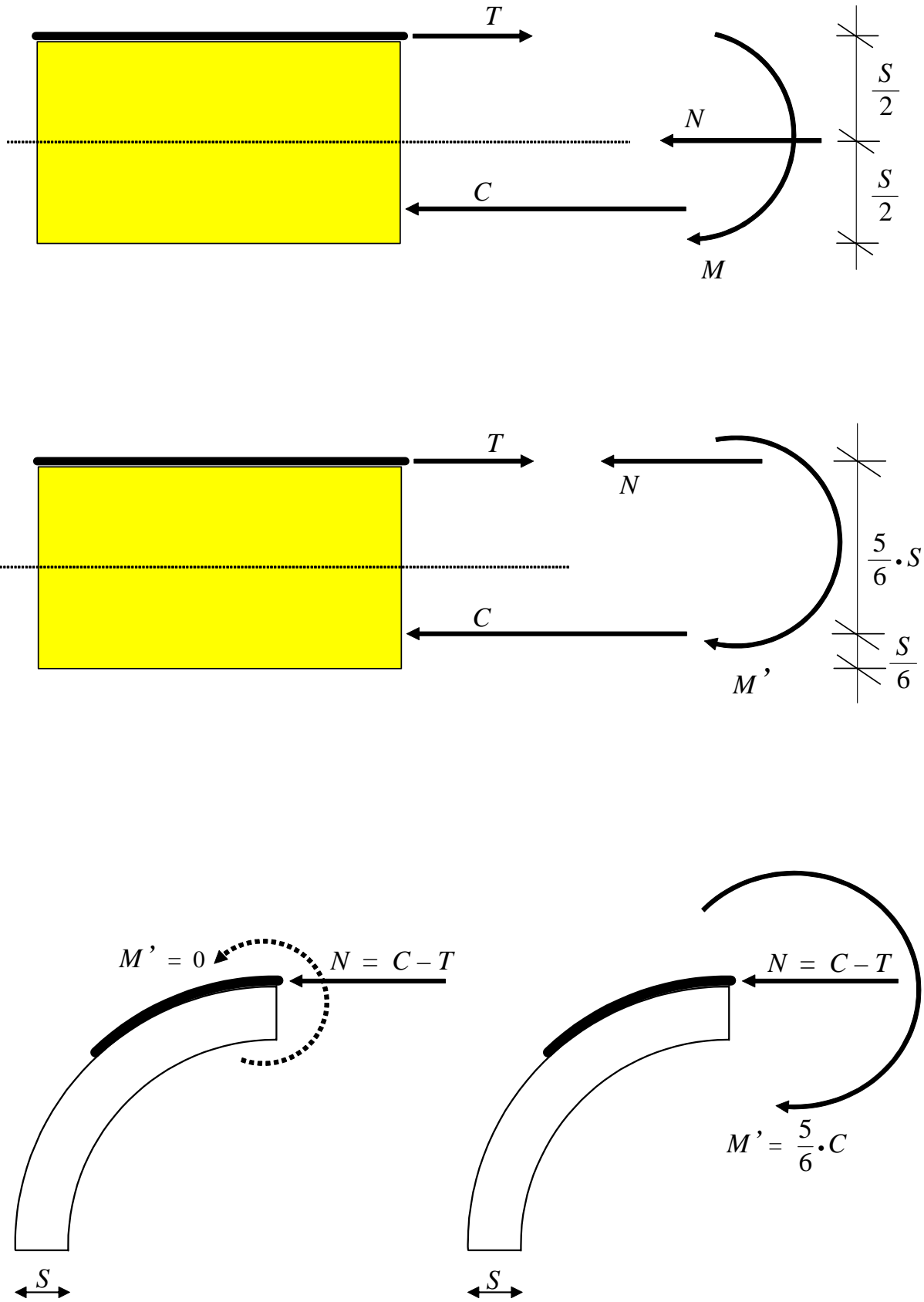


Figura 35. Azioni interne nella sezione trasversale rinforzata di un arco in muratura.



Figura 36: Ponte Locatelo, sito a Rioveggio (provincia di Bologna). Trattasi di ponte a quattro arcate ribassate, di cui due in muratura e due in cls.



Figura 37: Ponte Locatelo. Il ponte richiede l'allargamento della carreggiata. Un intervento di adeguamento statico è necessario per supportare l'allargamento. Il ponte richiede anche l'adeguamento sismico.



Figura 38: Vista intradossale di Ponte Locatello. L'intervento di adeguamento sismico prevede (1) pali infissi dalla carreggiata (estradosso pile) sino a penetrare il terreno fondale per qualche metro, (2) nastri e pioli in composito all'intradosso degli archi, (3) nastri in composito sulla testa e alla base delle pile.



Figura 39: vista di uno degli archi in cls di Ponte Locatello.

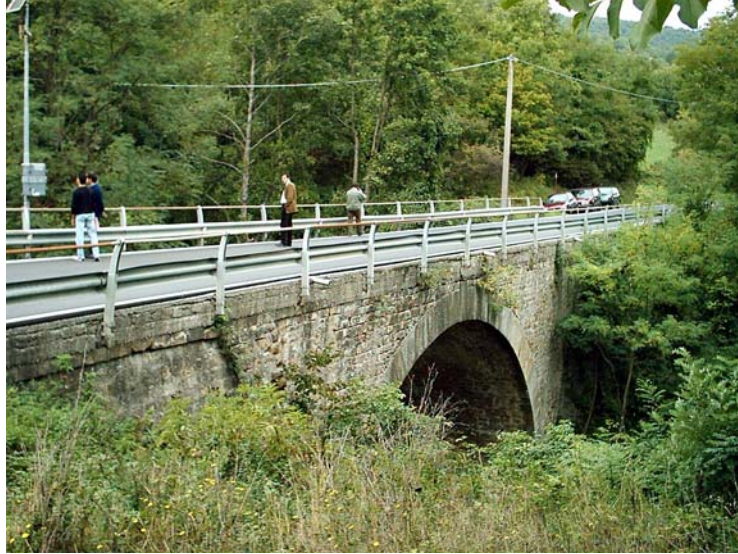


Figura 40: Ponte sulla strada provinciale bolognese n° 60. Il ponte è stato adeguato funzionalmente (allargamento della carreggiata e barriera a norma). Tale intervento ha richiesto l'adeguamento statico e sismico.



Figura 41: Altro ponte sulla SP 60. Il ponte è stato adeguato funzionalmente. L'adeguamento nunzionale ha richiesto l'adeguamento statico e sismico. L'intervento è stato improntato in composito.