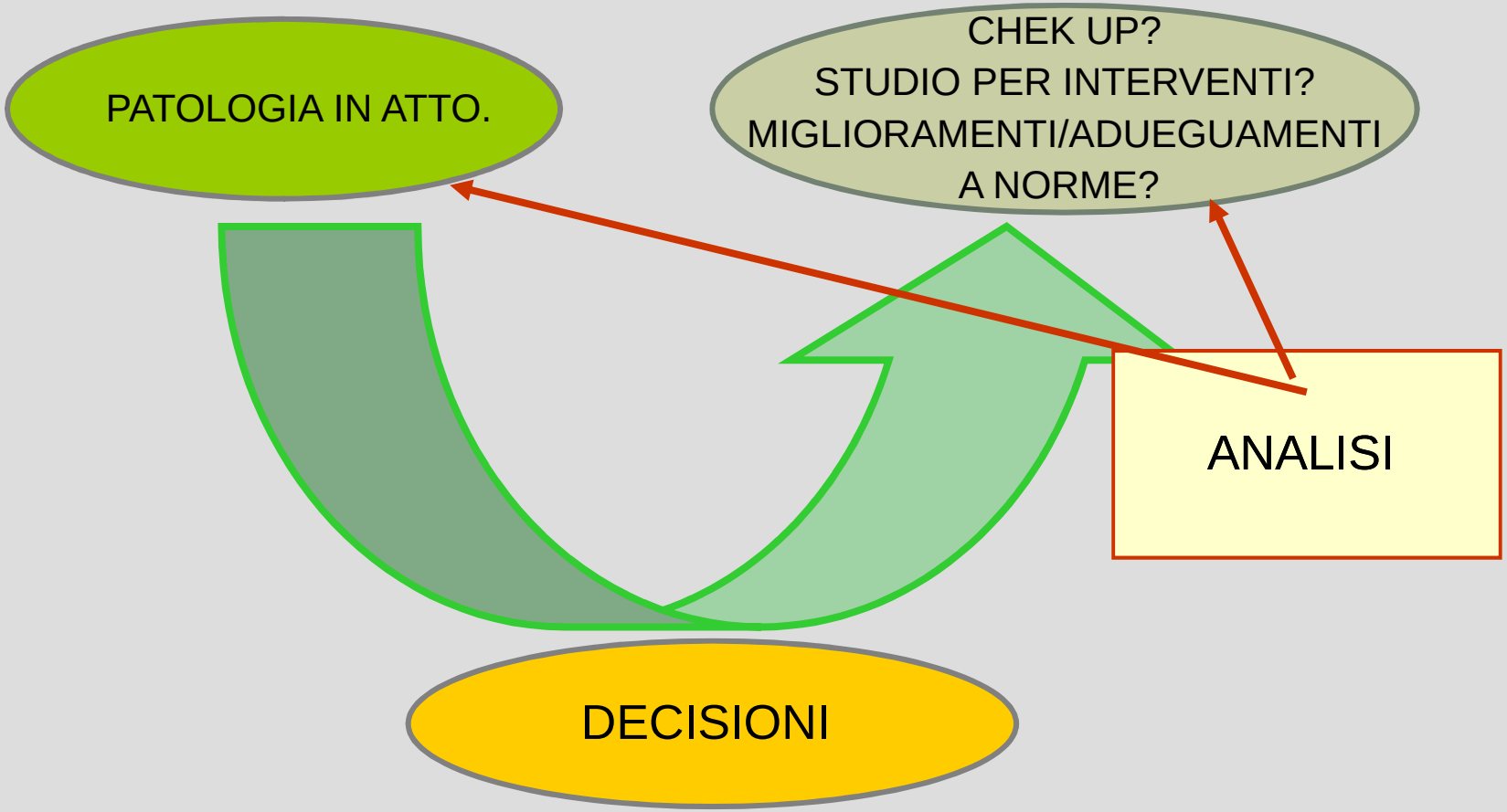
MANUTENZIONE E SALVAGUARDIA DEL COSTRUITO

Michele Brigante

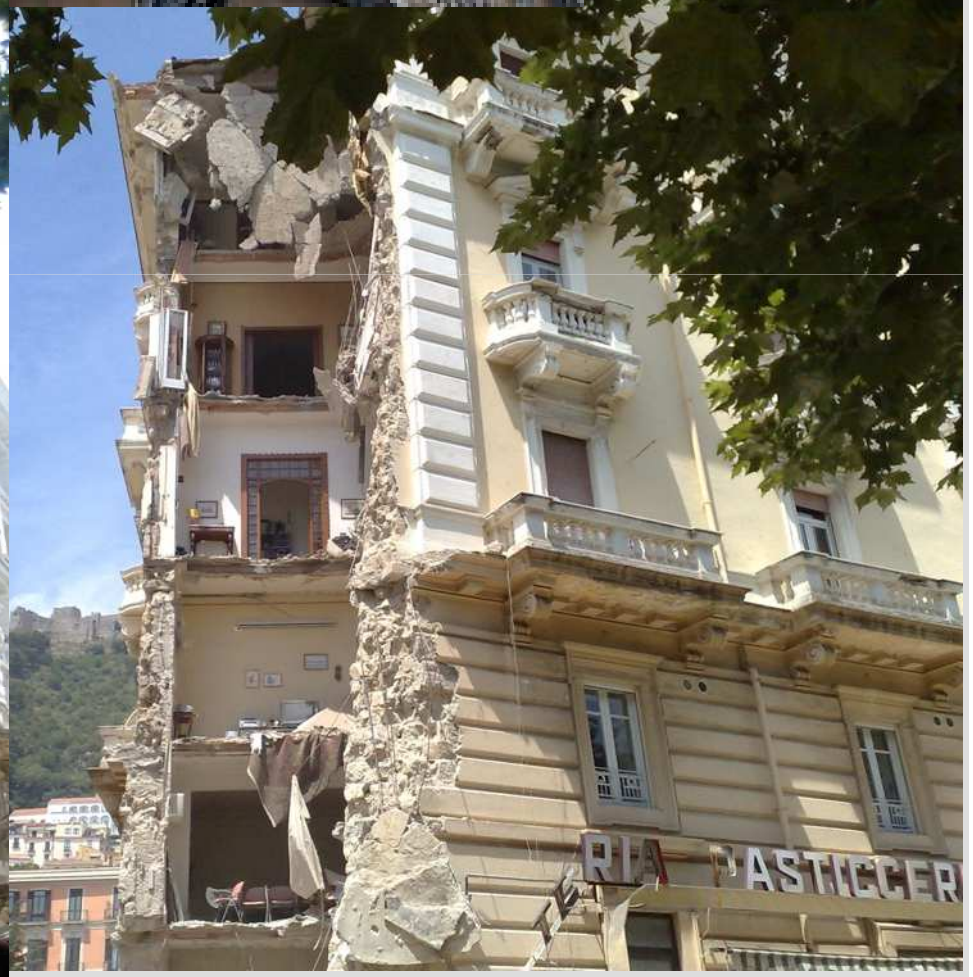
Salerno, 9 aprile 2019

MANUTENZIONE E SALVAGUARDIA



E’ FONDAMENTALE LA CONOSCENZA

VIGILI DEL FUOCO
115



I differenti livelli di sicurezza conseguibili con interventi sulle costruzioni esistenti sono contemplati dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) che prevedono tre diversi livelli di intervento sulle costruzioni esistenti, finalizzandoli al conseguimento di livelli di sicurezza progressivamente crescenti :

riparazione o rafforzamento locale, che interessa elementi isolati e comunque comporta (almeno a livello locale) un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti;

miglioramento, che prevede il conseguimento di un livello di sicurezza (globale, cioè riferito all'intera costruzione) superiore a quello posseduto dalla costruzione prima dell'intervento;

adeguamento, che prevede il conseguimento di un livello di sicurezza antisismica (globale) pari o superiore a quello richiesto alle nuove costruzioni.

8.5.1. ANALISI STORICO-CRITICA

8.5.2. RILIEVO

8.5.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici , dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei **fattori di confidenza** si distinguono i **tre livelli di conoscenza** seguenti, ordinati per informazione crescente:

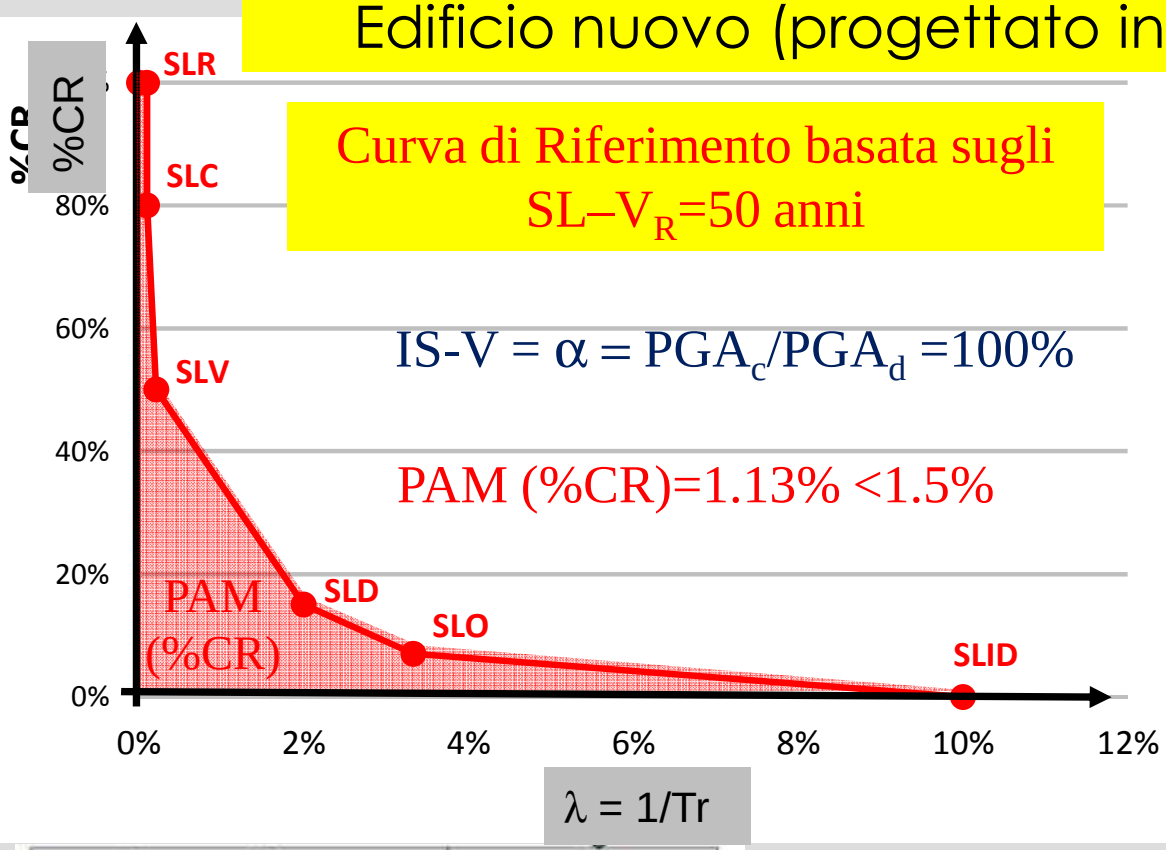
- LC1; - LC2; - LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttile fragili.

8.5.5. AZIONI

Edificio nuovo (progettato in accordo con le NTC)



Curva di Riferimento basata sugli SL–V_R=50 anni

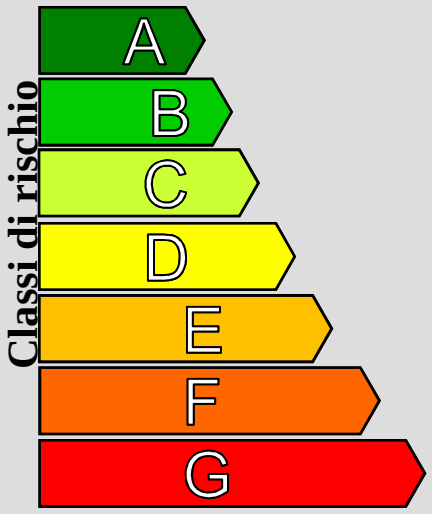
IS-V = $\alpha = PGA_c/PGA_d$ =100%

PAM (%CR)=1.13% <1.5%

%CR = % costo di ricostruzione
λ = frequenza media annua di superamento
PAM = Perdita annua media attesa
IS-V = Indice sicurezza struttura

- SLID (danno iniziale) 0%CR,0%λ
- SLO 7%CR, 3,3%λ
- SLD 15%CR,2%λ
- SLV 50%CR,0.2%λ
- SLC 80%CR ,0.1%λ
- SLR (dem./ric.)100%CR,100%λ

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
PAM ≤ 0,50%	A^+_{PAM}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A_{PAM}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B_{PAM}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C_{PAM}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D_{PAM}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E_{PAM}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F_{PAM}
7,5% ≤ PAM	G_{PAM}

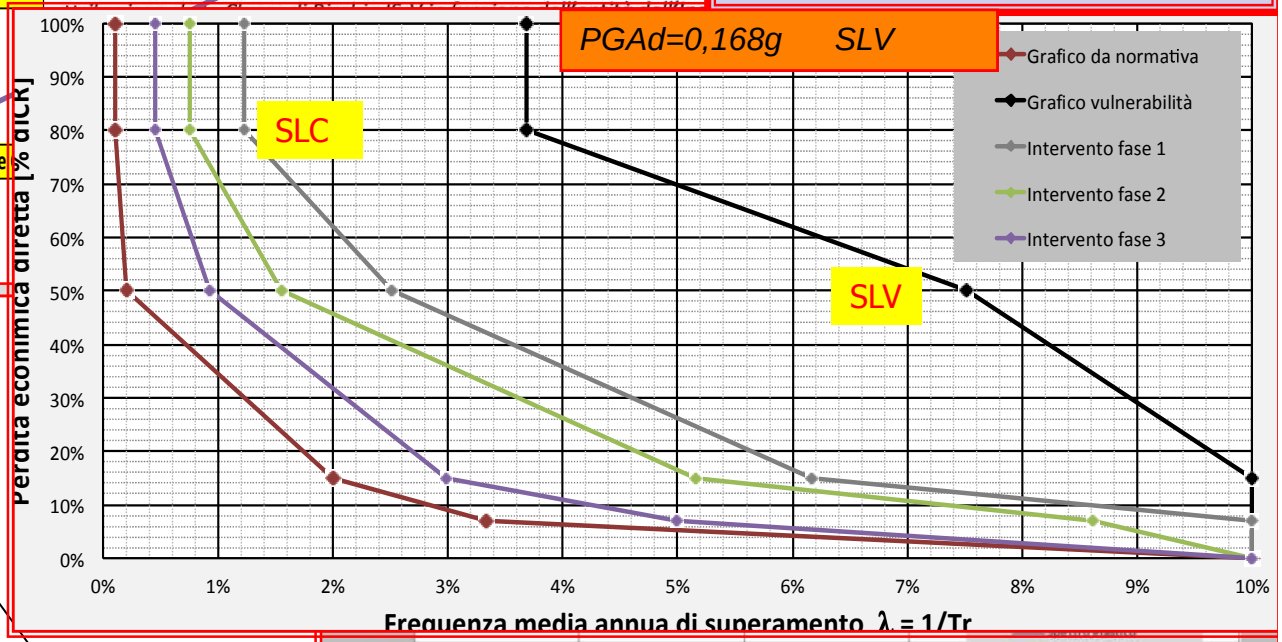


Indice di Sicurezza	Classe IS-V
100% < IS-V	A^+_{IS-V}
100% ≤ IS-V < 80%	A_{IS-V}
80% ≤ IS-V < 60%	B_{IS-V}
60% ≤ IS-V < 45%	C_{IS-V}
45% ≤ IS-V < 30%	D_{IS-V}
30% ≤ IS-V < 15%	E_{IS-V}
IS-V ≤ 15%	F_{IS-V}

SLV			SLD			Classe E
Ag/g	Ag [cm/s^2]	Ir [SLV]	Ag/g	Ag [cm/s^2]	Ir [SLV]	
0,039	38,07	0,231	0,026	25,70	0,437	
Intervento fase 1						
SLV			SLD			Classe D
Ag/g	Ag [cm/s^2]	Ir [SLV]	Ag/g	Ag [cm/s^2]	Ir [SLV]	
0,061	59,60	0,362	0,038	37,08	0,063	
Intervento fase 2						
SLV			SLD			Classe D
Ag/g	Ag [cm/s^2]	Ir [SLV]	Ag/g	Ag [cm/s^2]	Ir [SLV]	
0,074	72,65	0,440	0,041	39,93	0,680	
Intervento fase 3						
SLV			SLD			Classe D
Ag/g	Ag [cm/s^2]	Ir [SLV]	Ag/g	Ag [cm/s^2]	Ir [SLV]	
0,091	89,44	0,544	0,051	49,93	0,850	

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
100% < IS-V	A^+_{IS-V}
100% ≤ IS-V < 80%	A_{IS-V}
80% ≤ IS-V < 60%	B_{IS-V}
60% ≤ IS-V < 45%	C_{IS-V}
45% ≤ IS-V < 30%	D_{IS-V}
30% ≤ IS-V < 15%	E_{IS-V}
IS-V ≤ 15%	F_{IS-V}

Intervento 1
*α= PGAc/PGAd=**36%** Tr=40 anni*
*λSLV= 1/Tr=**2,50%***
Intervento 2
*α= PGAc/PGAd=**44%** Tr=64 anni*
*λSLV= 1/Tr=**1,55%***
Intervento 3
*α= PGAc/PGAd=**54%** Tr=107 anni*
*λSLV= 1/Tr=**0,93%***



PAM	vulnerabilità	
	0,0697831	6,98% Classe F

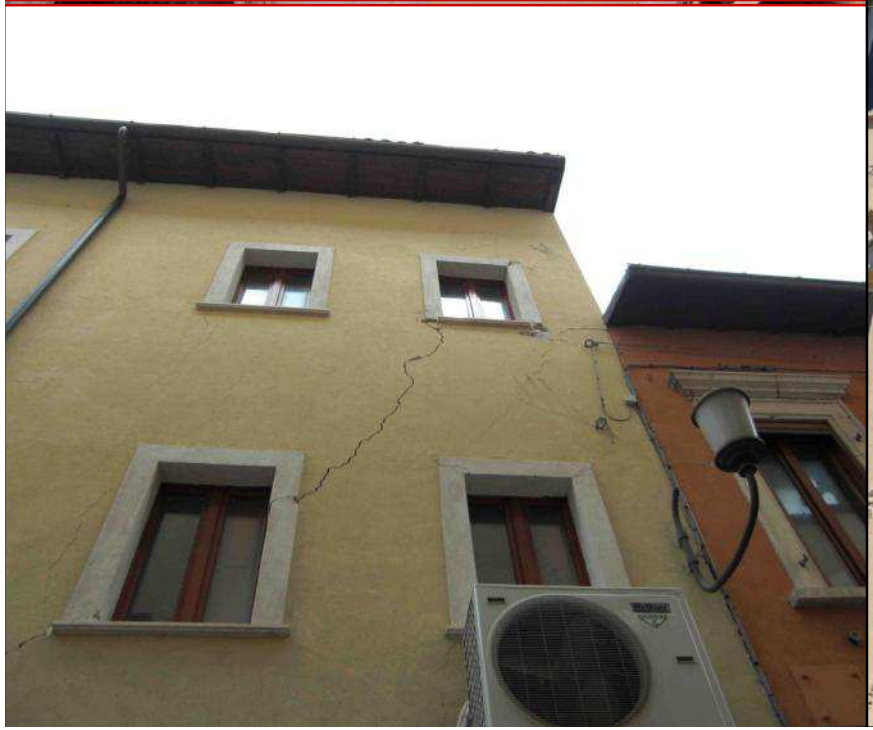
PAM intervento 1		
	3,68%	3,68% Classe E

PAM intervento 2		
	0,02874	2,87% Classe D

PAM intervento 2		
	0,01830	1,830% Classe C

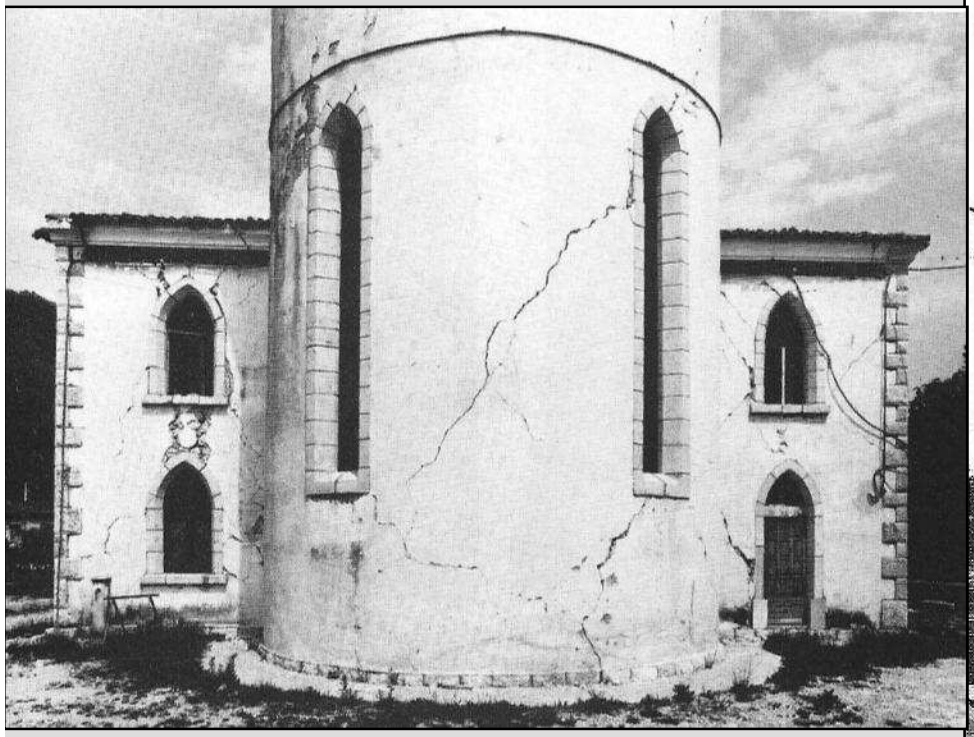
Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
PAM ≤ 0,50%	A^+_{PAM}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A_{PAM}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B_{PAM}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C_{PAM}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D_{PAM}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E_{PAM}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F_{PAM}
7,5% ≤ PAM	G_{PAM}

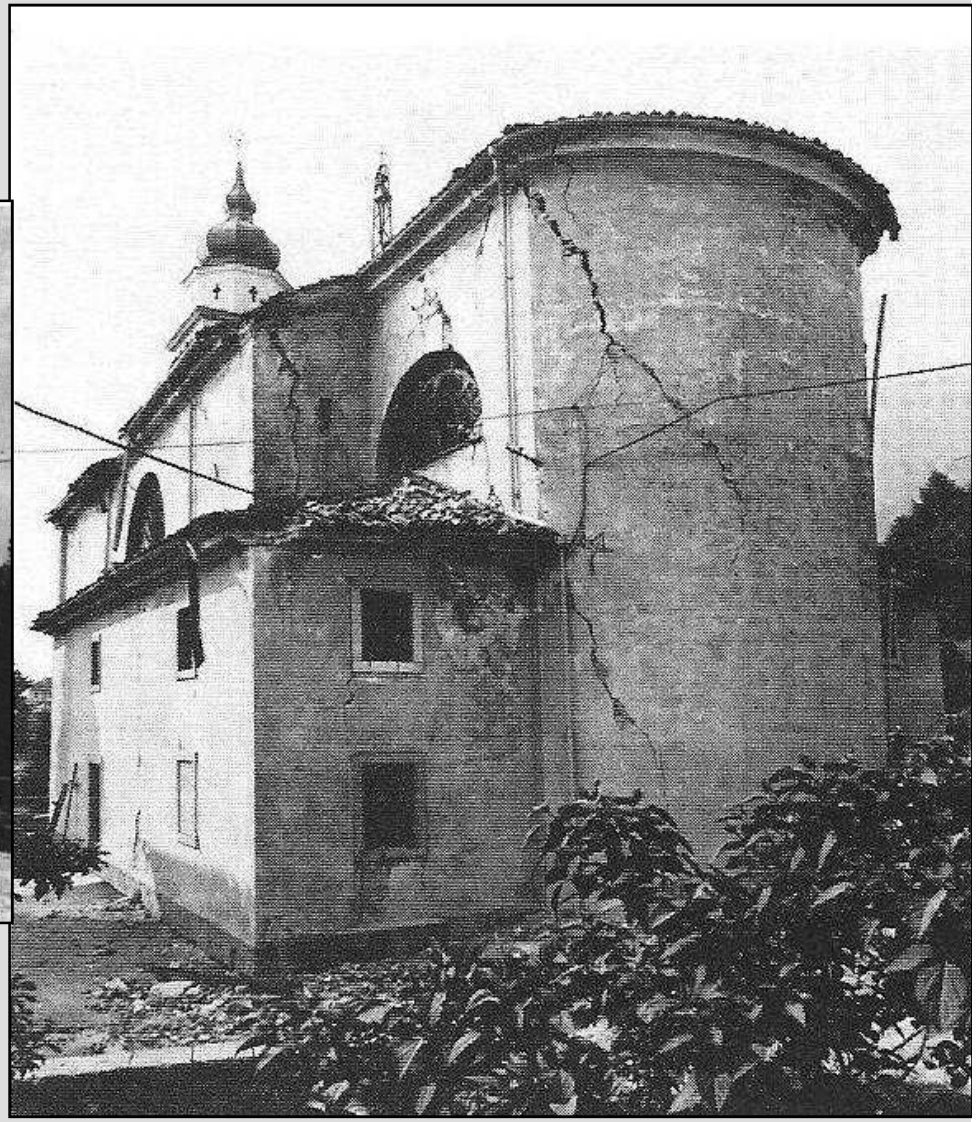
L'Aquila



AMATRICE

FRIULI '76

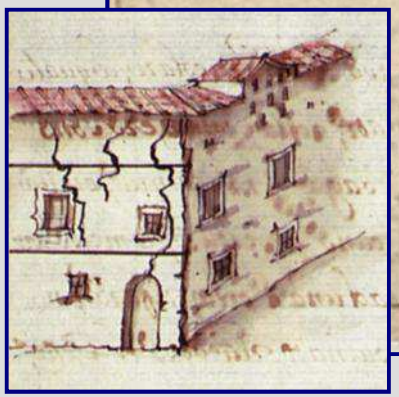


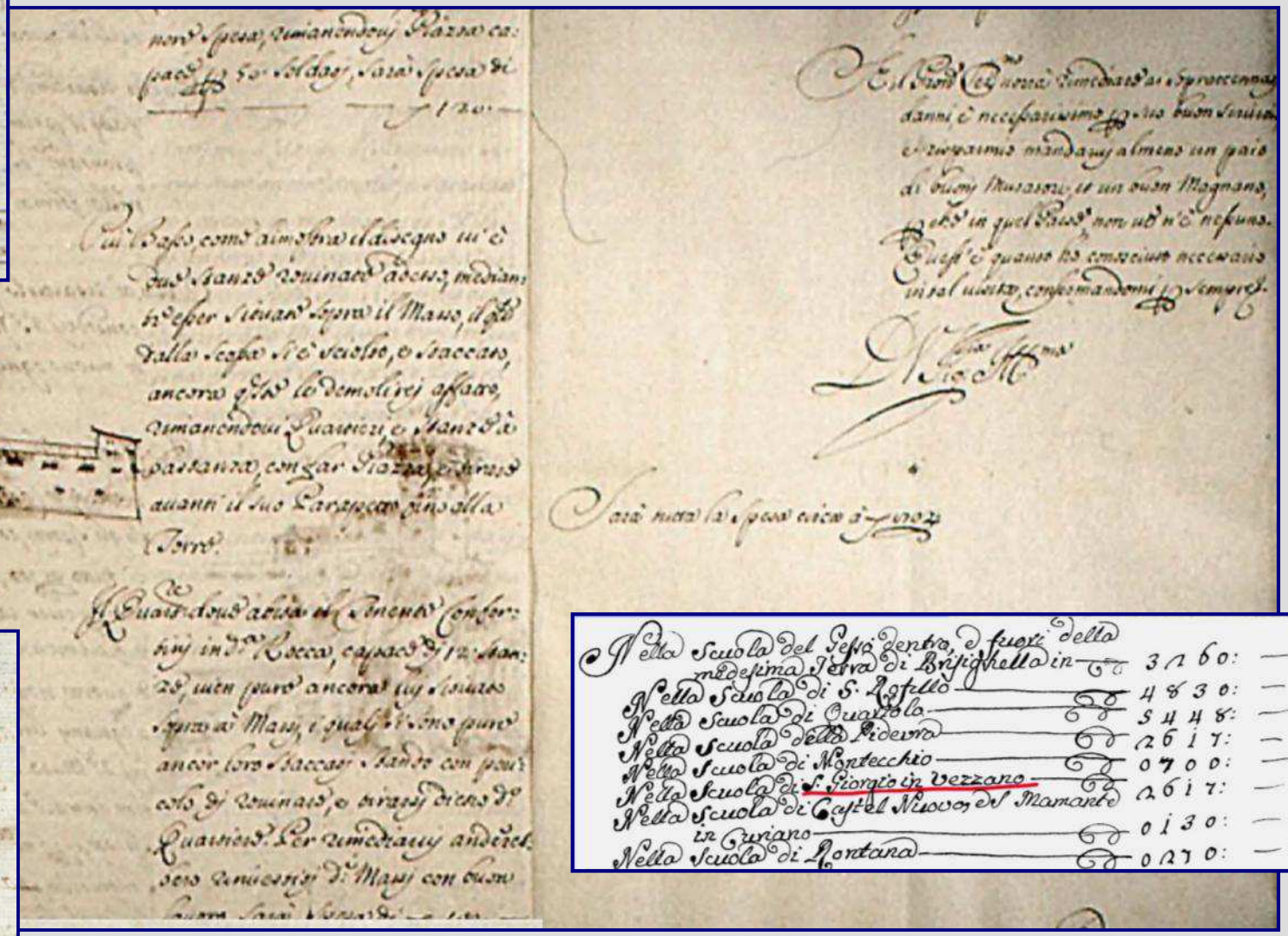


L'Aquila

TERREMOTO 11 APRILE 1688 - ROMAGNA E TOSCANA

Perizie tecniche – Chiesa di Santa Barbara

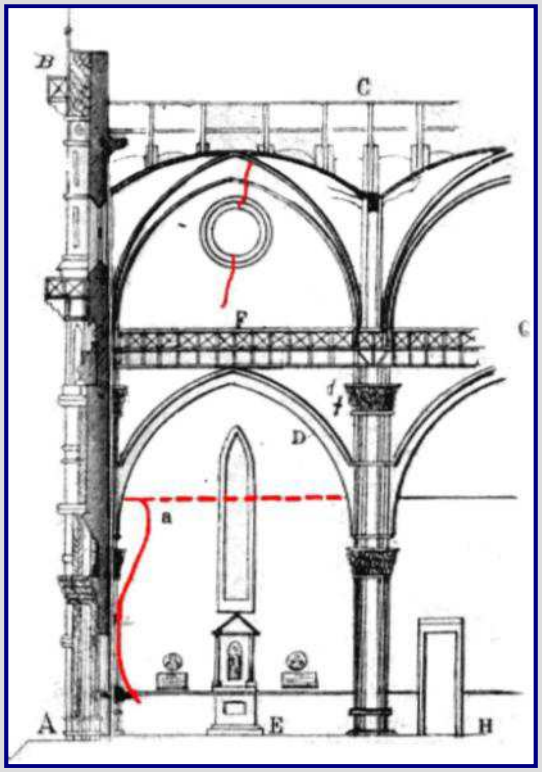




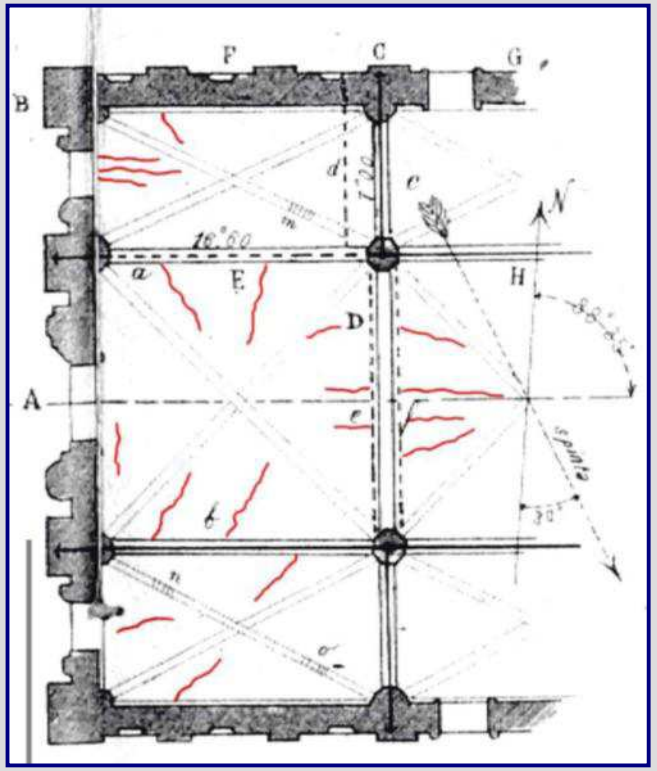
Nella Scuola del Serr[a] dentro, e fuori della medesima Terra di Brisighella in — 3160: —
Nella Scuola di S. Rafello — 4830: —
Nella Scuola di Quartolo — 5448: —
Nella Scuola della Ripiera — 2617: —
Nella Scuola di Montecchio — 0700: —
Nella Scuola di S. Giorgio in Vezzano — 2617: —
Nella Scuola di Castel Nuovo di Marante — 0130: —
in Cuviano
Nella Scuola di Montana — 0270: —

(da E. Guidoboni –2008)

Perizie tecniche – Santa Maria del Fiore



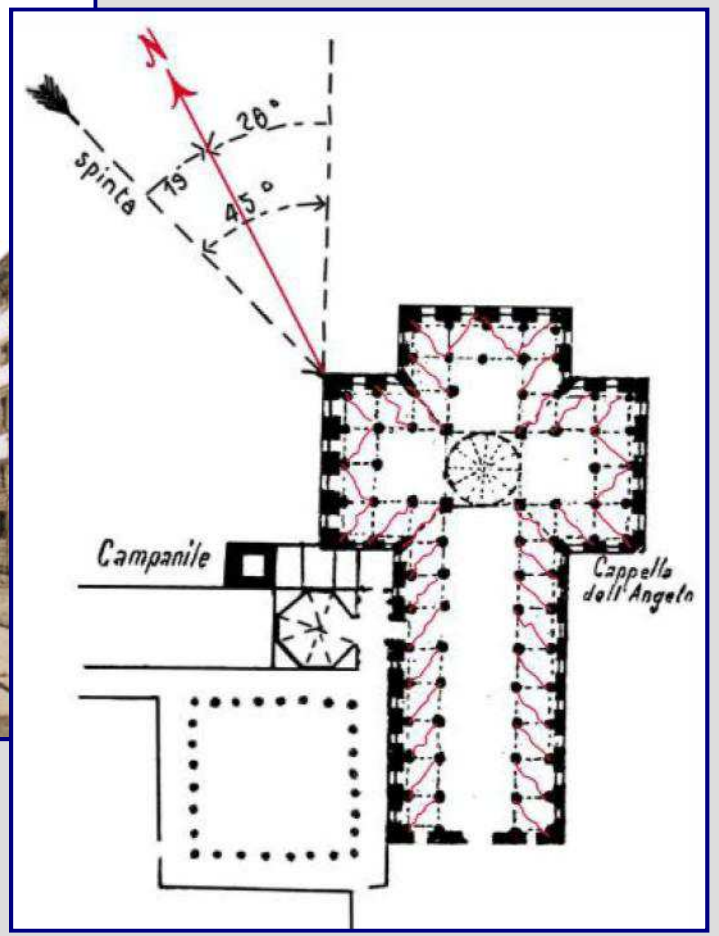
Rilievo del quadro fessurativo



(da E. Guidoboni –2008)

TERREMOTO 18 MAGGIO 1895 – FIRENZE

Perizia tecnica ing. Carlo Bassani, 1895



(da E. Guidoboni –2008)

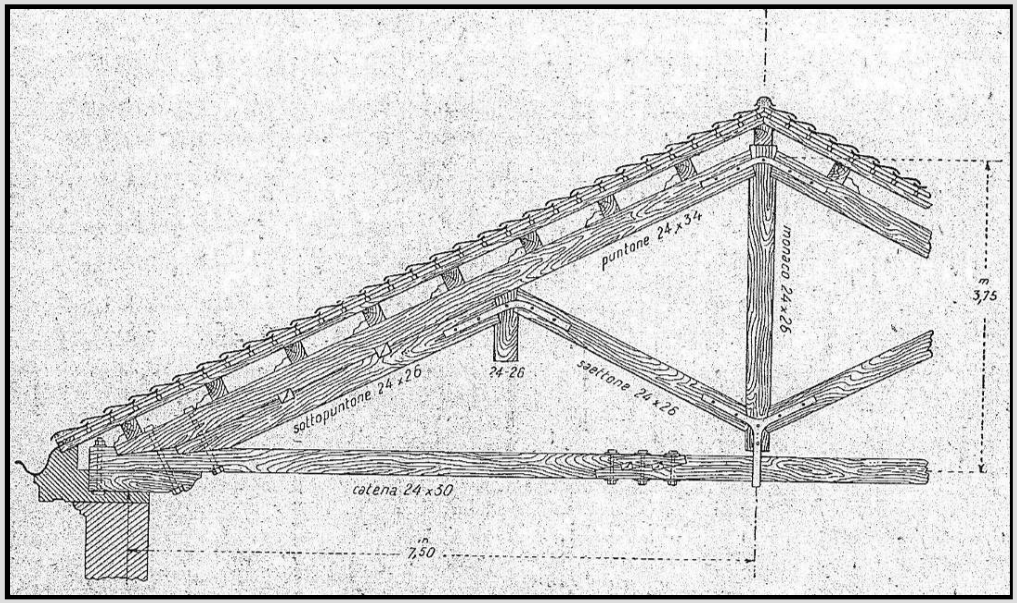
CONVEGNO NAZIONALE DI STORIA DELL'INGEGNERIA

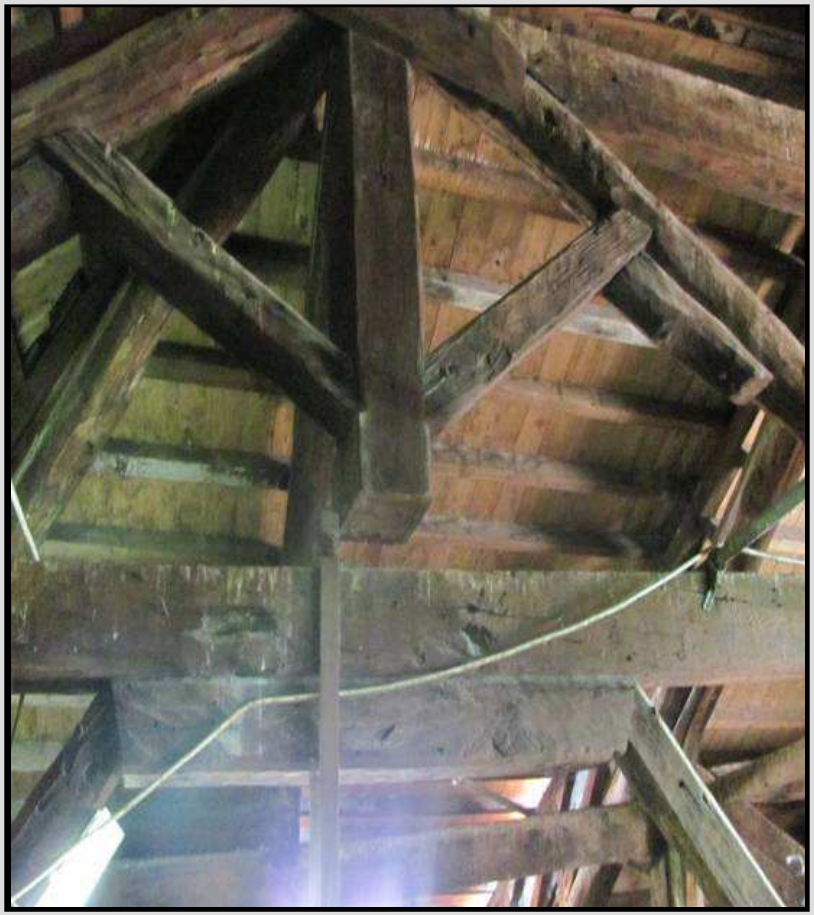
In tema di strutture reticolari per coperture di grandi luci nel costruito storico e monumentale

"Le strutture reticolari: una storia nella storia"

Michele Brigante, Ferdinando Toraldo
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
C.I.Be.C

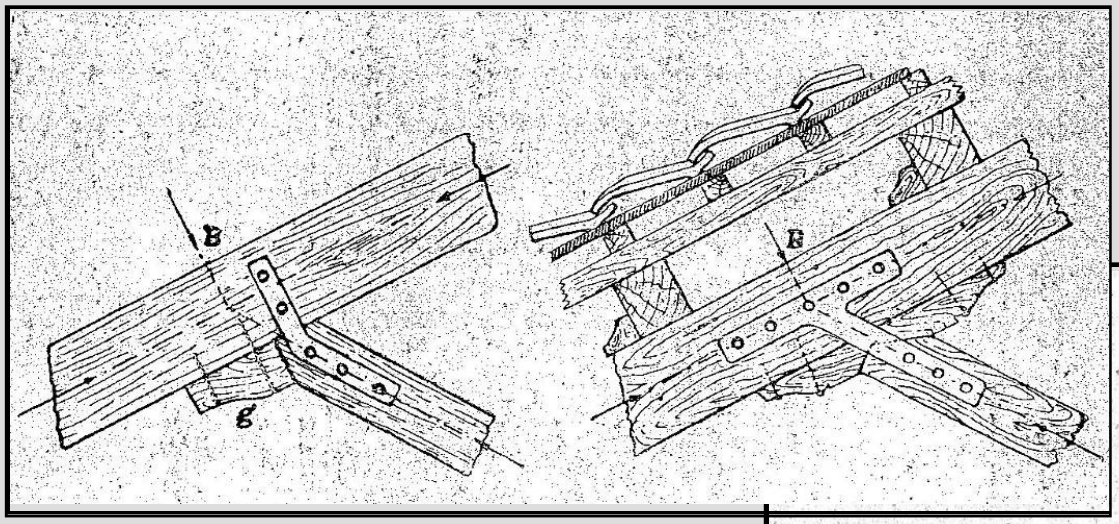
Un primo sguardo

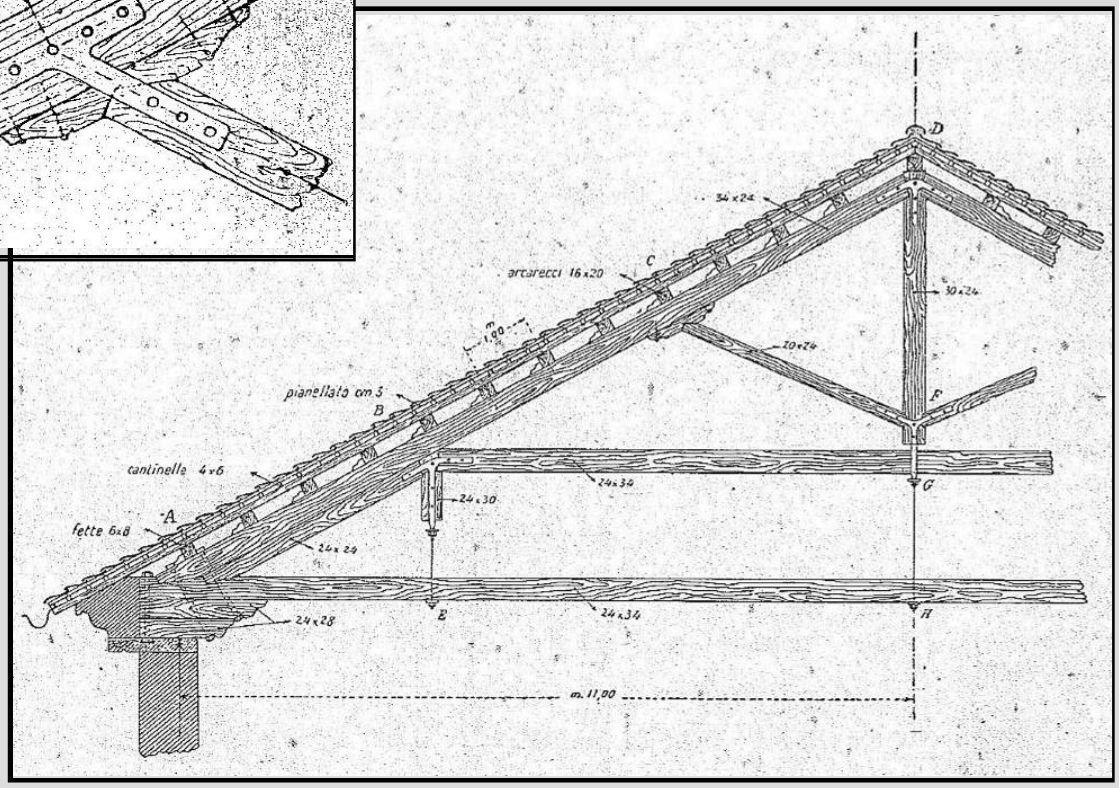




Un disegno tratto da un trattato del 1923 ed una foto del 2011 di una capriata ritrovata in un edificio storico monumentale

Un primo sguardo

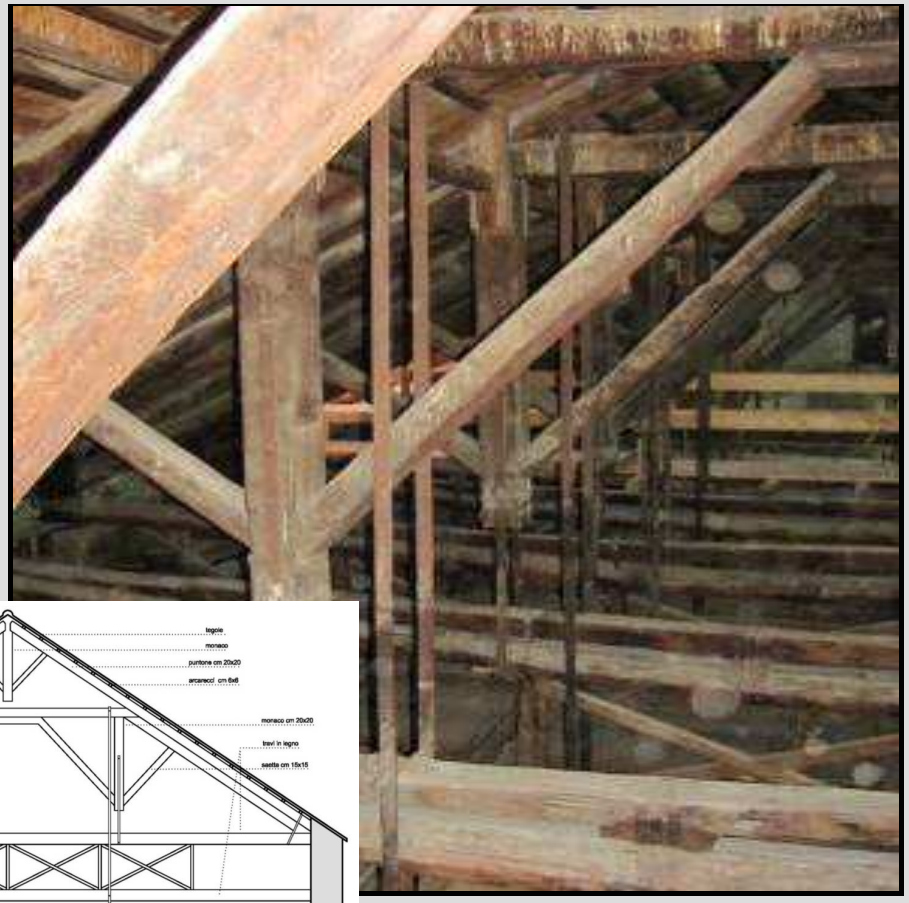


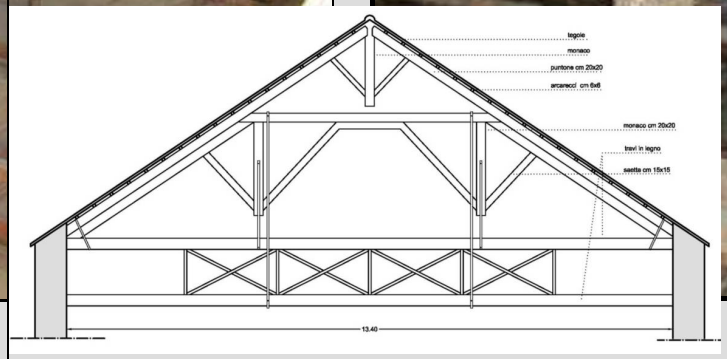


Ancora un disegno del 1923

Un primo sguardo

Sistemi reticolari





Una storia nella storia

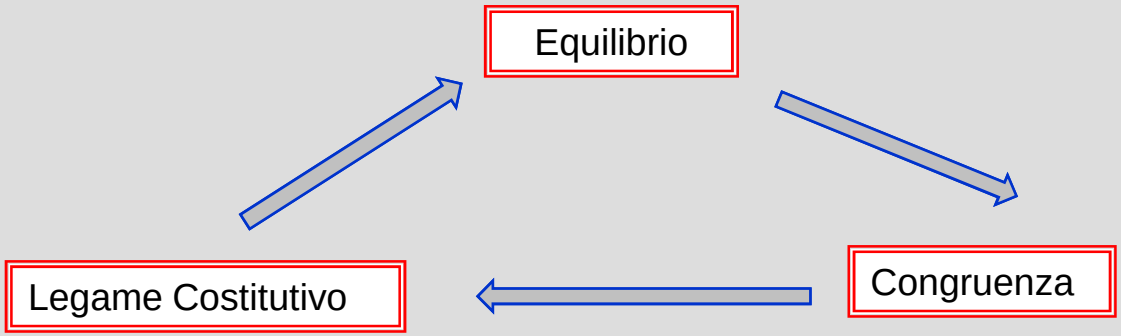
Le strutture reticolari sono un esempio di "***storia nella storia***" dell'evoluzione dei metodi di calcolo delle strutture.
Non a caso **G. Colonnetti** dedicava **l'intero** secondo volume su "*La storia delle Costruzioni*" (1932) alle travature reticolari isostatiche e iperstatiche, con tale ampiezza e profondità da farne, **più che un'applicazione tra le altre, il modello privilegiato di ogni applicazione strutturale**.
Le prime trattazioni semplificate degli ingegneri tedeschi J.W**. Schwelder** e A. **Ritter**, il grande trattato di **Müller-Breslau**, la celebre opera di C. **Giudi**, come le *Abbondlunggen* di **Mohr**, sono prove di dibattito profondo, animato dalle circostanze del progresso e delle costruzioni ardite dell'epoca (1851-1932).
Sino a cinquanta-sessanta anni fa, nei testi di scienza e tecnica delle costruzioni più diffusi il **tema della travatura reticolare campeggiava come argomento di preminente e sovrastante interesse.**

e le chiamavano per nome….

Realizzare strutture leggere, di luce considerevole e senza appoggi intermedi, per coperture (e ponti) ha rappresentato una sfida e un'impresa, nelle quali l'abilità è messa alla prova che, nella composizione delle parti, presenta la maggiore difficoltà.
Architetture, giochi di forma e soluzioni che tramandate con il loro nome.
La tradizionale "***incavallatura tedesca***", la **travatura "*alla Palladio*"** (un esempio in Santa Maria Maggiore), la "***Warren*"**, la "***Polanceau*"**, la "***Mohnié***" sono alcuni esempi.
In queste strutture era essenziale la funzione del "***colonnello***" (o monaco), il ruolo dei **contrafforti diagonali** (razze o saettoni) era studiato in funzione del ruolo positivo per la tenuta dei **puntoni principali**.

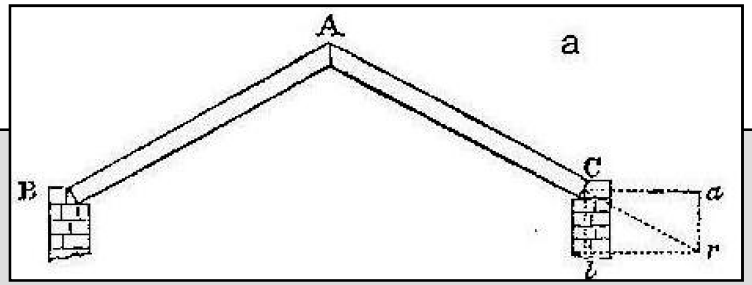
l’indifferenza d’uso moderna

La rivoluzione del calcolatore elettronico ha condotto all’ultimo compimento questo processo. E la sua estensione applicativa si risolve in una **“certa indifferenza d’uso”**.
In parallelo il linguaggio diventa più generico: non è più la singola struttura e neppure il tipo strutturale a governare le equazioni di base. Esse fanno appello sistematicamente agli astratti concetti della meccanica dei continui, con **il grande triangolo formato dall’equilibrio, la congruenza ed il legame costitutivo**.
.



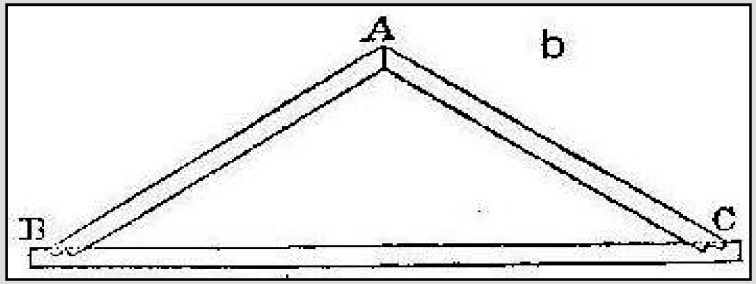
La genesi…..

In tema di realizzazione di coperture di considerevoli luci le strutture reticolari hanno giocato un ruolo determinante. Nel libro di **G. Finder Warr** (stampato in Inghilterra del **1851**), si può apprezzare una parte del dibattito tecnologico che ha caratterizzato l'argomento. Egli descrive le ragioni che guidano la scelta del sistema e osserva che "*la soluzione più semplice di travi orizzontali ha scarse risorse, per ragioni statiche e tecnologiche. Dunque è necessario usare due puntoni AB e AC spingenti sui muri*. *Tuttavia questa non è una soluzione sempre accettabile, anzitutto perché le spinte orizzontali esigono robusti contrafforti, in secondo luogo perché su grandi luce interviene la flessione della travi AB e AC*."

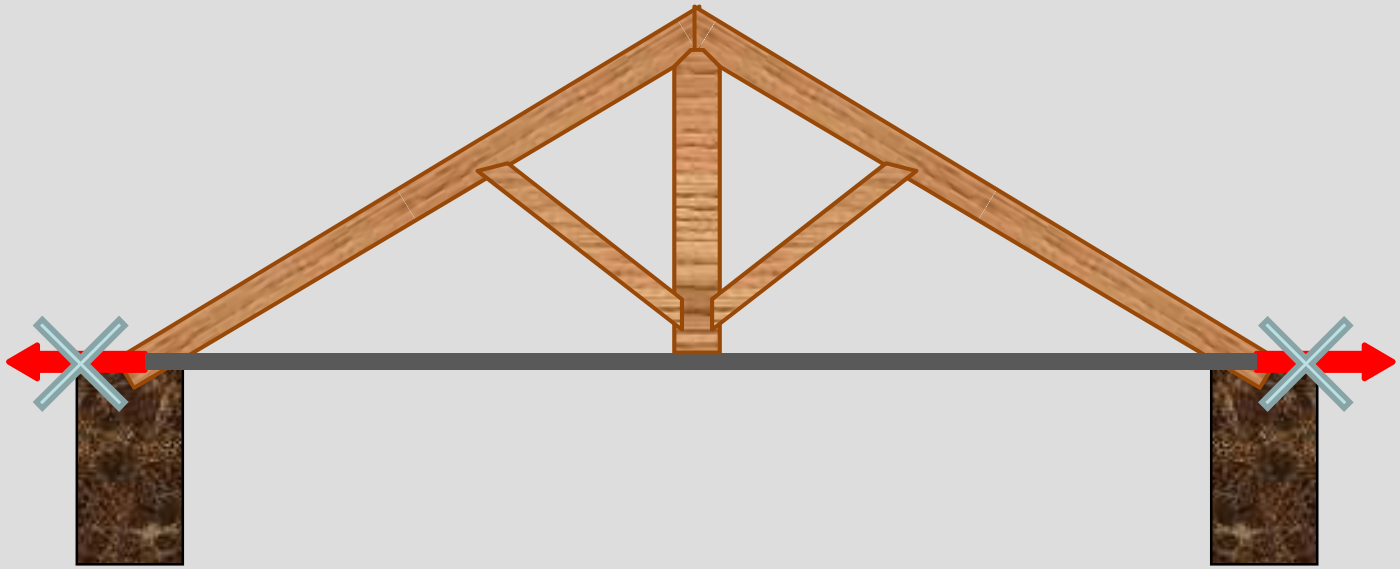


La genesi

"*E non è tutto*, scrive Warr, *la forte pendenza del tetto che è richiesta, dà un effetto sgradevole, come accade in molte antiche coperture, ad esempio nella Tuileries di Parigi, i cui tetti di ardesia sono così elevati da sembrare una seconda costruzione sovrapposta a quella in muratura."*
Questo inconveniente può essere superato con l'impiego di una **catena** (**tie-beam**) tra parete e parete.
Warren avverte che "*tale trave deve essere* ***abbastanza robusta*** *da resistere alla* ***trazione****, ma* ***non così pesante da "piegarsi" o inflettersi*** *nel mezzo; ciò è molto difficile da essere ottenuto su grandi lunghezze, per cui questo tipo di sostegno non è conveniente se la luce tra le pareti supera i 12 piedi (4-5 metri)*".
.



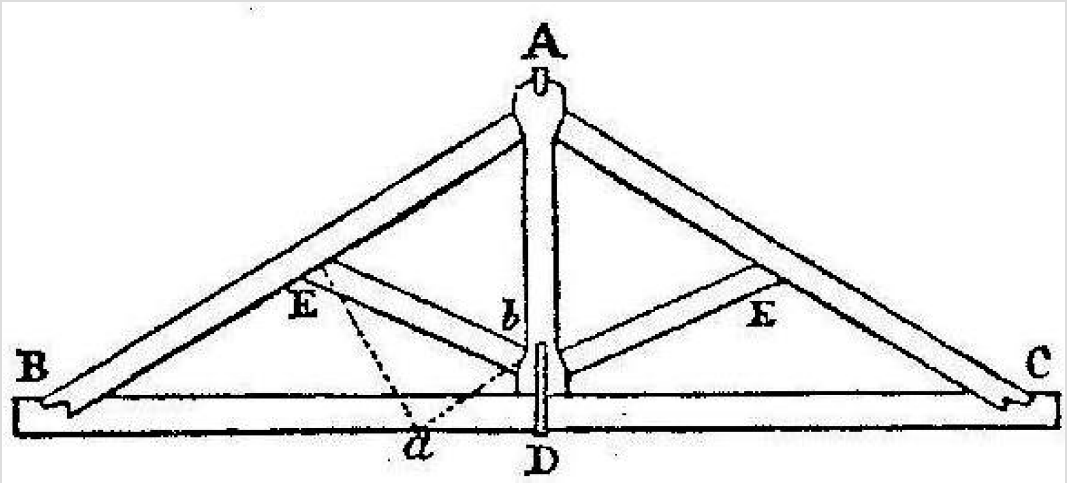
…e allora?



La genesi

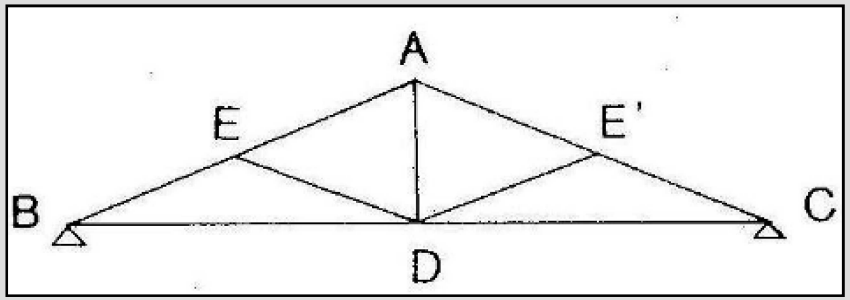
La genesi delle strutture reticolari e la successiva evoluzione inizia con l'apparire di un sostegno verticale (monaco, o colonnello, o king-post).

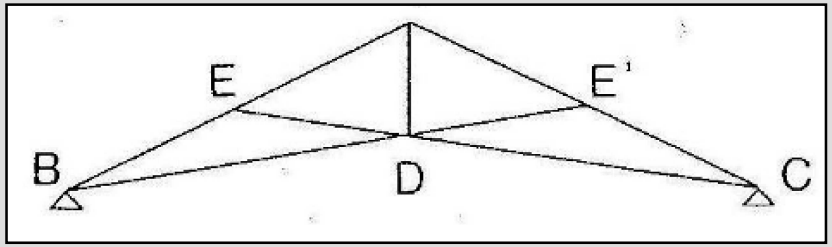
Non c'è copertura più familiare di questa, aggiunge Warren, su luci intorno ai 30 piedi (9-10 metri).

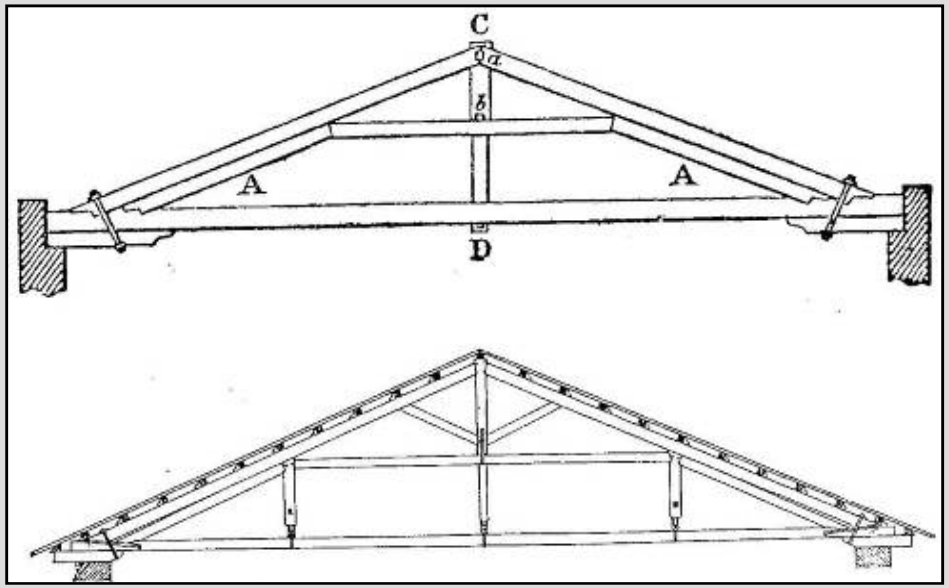


La genesi

Al crescere delle dimensioni, l'inventiva porta a soluzioni ardite, tutte da analizzare nelle implicazioni di carattere strutturale. Un esempio è la capriata alla **Palladio**, utilizzata nella basilica di **Santa Maria Maggiore** .

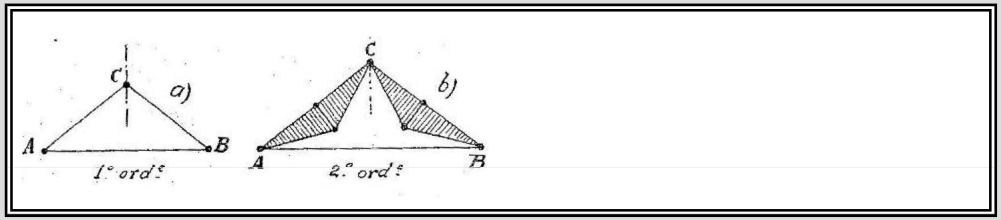




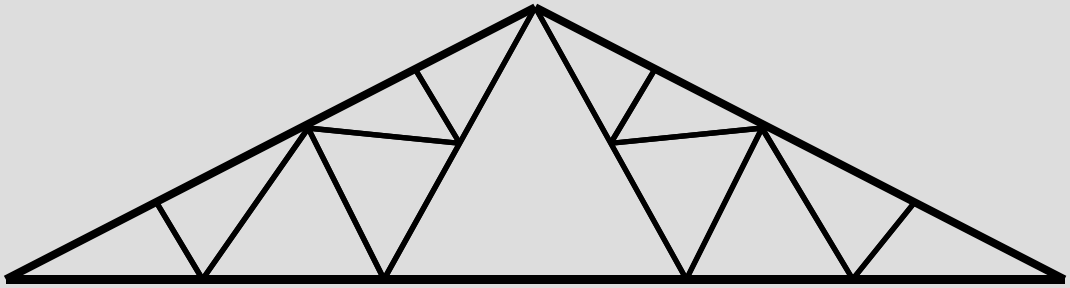


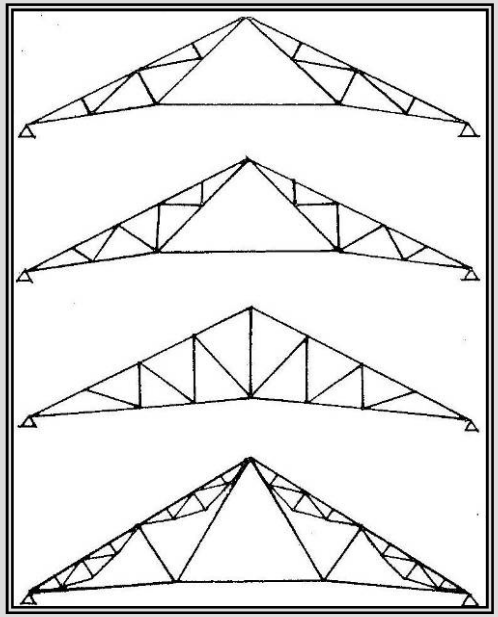
Sistemi reticolari complessi

La travatura del secondo ordine



Le travature del terzo ordine (o superiori)





L’intuizione di Mohr

La scelta di utilizzare una struttura isostatica o iperstatica non è più tema di grandi approfondimenti, perché si dispone di strumenti di calcolo in grado di gestire facilmente anche sistemi di equazioni di grosse dimensioni.
Però, oltre alle intuibili differenze sul piano computazionale, tra le due classi di strutture vi sono altri aspetti che incidono sul piano tecnologico e costruttivo che converrebbe conservare nella memoria.
Spesso, poi, il sistema nel suo complesso si trova nelle condizioni **per le quali le azioni staticamente indeterminate diventano inessenziali**
Uno dei problemi delle strutture reticolari è il grado di vincolo interno e la connessione delle aste. Aspetto, questo che, come intuito da Mohr fin dal 1892, può essere non influente sui risultati.

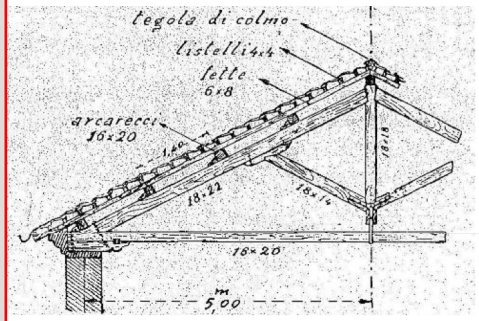
L’intuizione di Mohr

L’ipotesi di **cerniera** è, comunemente, adottata ed è rispondente all’effettivo comportamento. Tra l’altro ha il privilegio che le strutture sono staticamente determinante.
Immaginare azioni di “incastro” interno, con l’introduzione di gradi di iperstaticità elevati, comporta un maggior onere computazionale, senza vantaggio nella precisione del calcolo.
Molte strutture iperstatiche, infatti, possono godere di una proprietà di particolare importanza, perché consente non soltanto di semplificare il calcolo delle deformazioni (e delle azioni staticamente indeterminate), ma di poter considerare lo stato di tensione della struttura isostatica rappresentativa del quadro tensionale completo.
Uno dei casi in cui le proprietà esposte possono trovare applicazione è quello delle travature reticolari.

L’intuizione di Mohr

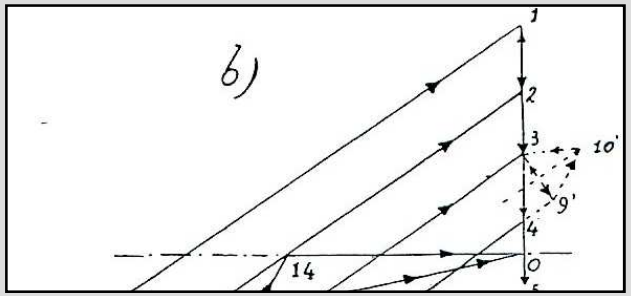
Si consideri, ad esempio, una struttura reticolare con aste rigidamente connesse tra loro, con carichi agenti nei nodi.
La configurazione isostatica più conveniente è quella con tutti i nodi costituiti da cerniere; quindi alle estremità delle aste si debbono applicare i momenti X_i, conseguenti all’introduzione degli snodi.
Ci si trova nelle condizioni esposte; allora i carichi provocano soltanto sforzo normale e, se le aste hanno l’ordinaria snellezza, si ha che gli sforzi assiali provocati dalle coppie X_i sono trascurabili in confronto a quelli dovuti ai carichi. Inoltre lo stato di tensione effettivo è poco dissimile da quello del sistema isostatico soggetto ai soli carichi.
La prima proprietà venne rilevata da Mohr nel 1892 .
Si è detto che, spesso, lo stato di tensione effettivo è poco discosto da quello della trave isostatica con i nodi a cerniera. Il divario è tanto minore quanto più la esilità delle aste è elevata (compatibilmente con i problemi di instabilità).

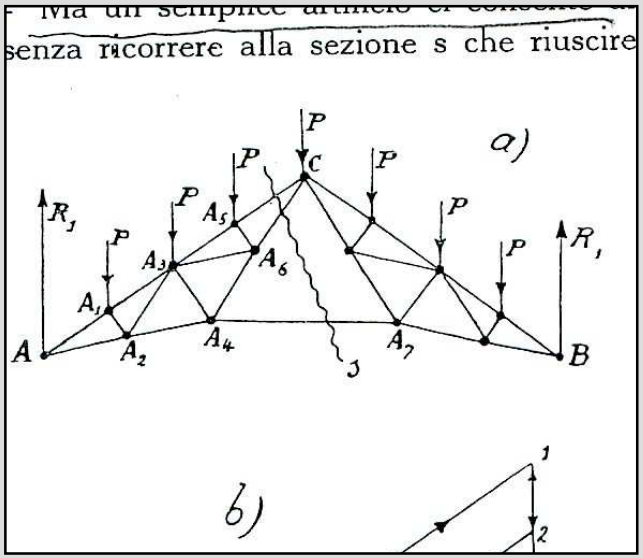
Il caso di studio



Natura degli sforzi	Grandezza degli sforzi	
	come riportate nelle fonti bibliografiche	calcolate con codici di calcolo moderni
compressione	***6.3*** = 78,5 X 100 = 7.850 Kg.	- 7.200 Kg
id.	***6.7*** = 67 X 100 = 6.700 »	- 6.050 »
id.	***8.9*** = 48 X 100 = 4.800 »	- 4.640 »
id.	***9.10*** = 40 X 100 = 4.000 »	- 3.880 »
trazione	***6.1*** = 65,5 X 100 = 6.500 »	+ 5.920 »
compressione	***6.9*** = 31,5 X 100 = 3.150 »	- 2.370 »
trazione	***9.12*** = 28 X 100 = 2.800 »	+ 2.140 »

antiche procedure o ….





L'autore prof. A. Ciappi descrive nel suo trattato, pazientemente e puntualmente, la procedura seguita. Per chi ne avesse voglia si riporta la versione integrale e testuale di quanto riportato nel libro di Scienza delle Costruzioni del 1930.

"*E' simmetrica e la porremo simmetricamente caricata, sicché basterà considerare la metà.*

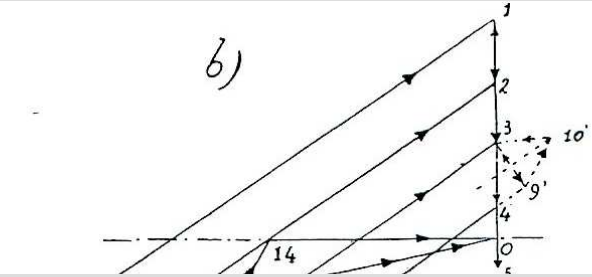
Considereremo la metà di sinistra AC.

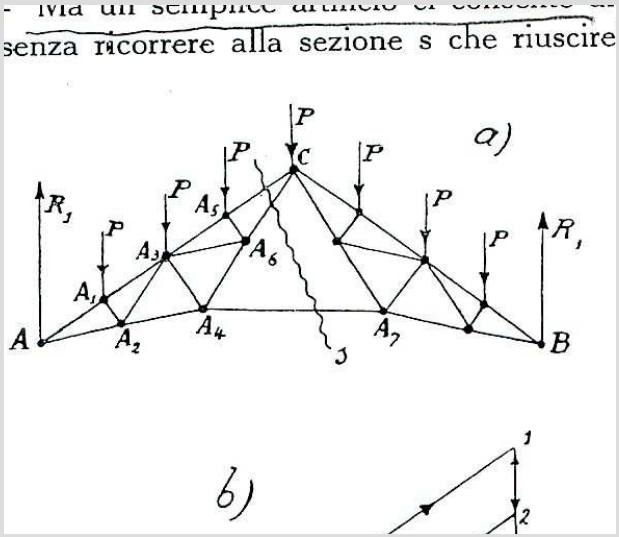
Costruito il poligono delle forze 0.1.2.3.4.0 applicate ai nodi del contorno superiore AC (il carico in C è stato diviso per due), tracciamo il poligono d'equilibrio 0.1.9.0 del nodo A; indi tracciamo quello di A_1 che è 9.1.2.10.9, e quello di A_2 che è 0.9.10.11.0. Ora però non si può più andare avanti, perche sia nel nodo A_3, sia nel nodo A_4, vi sono tre aste ad azione incognita.

La ragione di ciò sta nel fatto che la travatura è di secondo ordine.

Ma se pratichiamo la sezione s che taglia le tre aste A_5C, A_6C e A_4A_7 non concorrenti in un punto, potremo, con il metodo di Ritter, determinare la tensione nell'asta A_4A_7 e con essa chiudere il poligono d'equilibro del nodo A_4, nonché procedere successivamente alla completa costruzione del diagramma cremoniano.

…genialità?





Ma un semplice artificio ci consente di risolvere la travatura senza ricorrere alla sezione s che riuscirebbe piuttosto laborioso. Difatti per gli estremi del segmento ***3.4****, rappresentativo del carico P applicato in* A_5*, conduciamo le parallele 3.9' e 4.9' rispettivamente ad* A_5A_6 *e ad* A_3C*; poiché le due aste* A_3A_5 *e* A_5C *sono per dritto, qualunque sia lo sforzo che sollecita ciascuna di esse, sempre il segmento* ***9'.3*** *rappresenterà lo sforzo di compressione generato nel contraffisso* A_5A_6*; e allora, siccome anche le aste* A_4A_6 *e* A_6C *sono per diritto, conducendo per 3 la parallela 3.10 ad* A_3A_6*, e per 9' la parallela 9'.10' ad* A_4C*, avremo in 10'.3 lo sforzo di tensione sollecitante il tirante* A_3A_6 *indipendentemente da quelli singoli che si sviluppano lungo le aste* A_4A_6 *e* A_6C*; e quindi lo sforzo uguale e contrario,* ***3.10'****, rappresenta l'azione che il tirante* A_3A_6 *trasmette al nodo* $A._3$*. Conseguentemente è possibile procedere alla costruzione dei restanti poligoni di equilibrio che consentono di determinare gli sforzi nelle rimanenti aste*."

Eleganza e comportamento senza equivoci dei Ponti Maillart

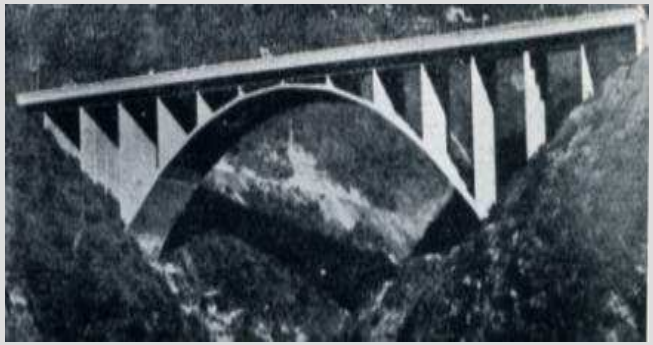
Michele Brigante

Università di Napoli Federico II

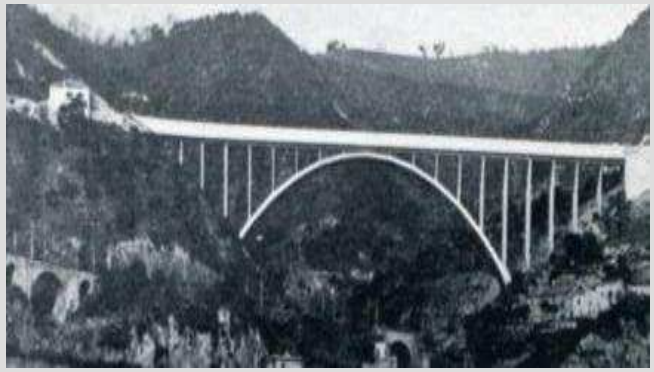
Presidente Ordine Ingegneri della Provincia di Salerno

6° Convegno Nazionale di Storia dell'Ingegneria - International Conference
Napoli, Aprile 22-23

Eleganza e comportamento senza equivoci dei Ponti Maillart



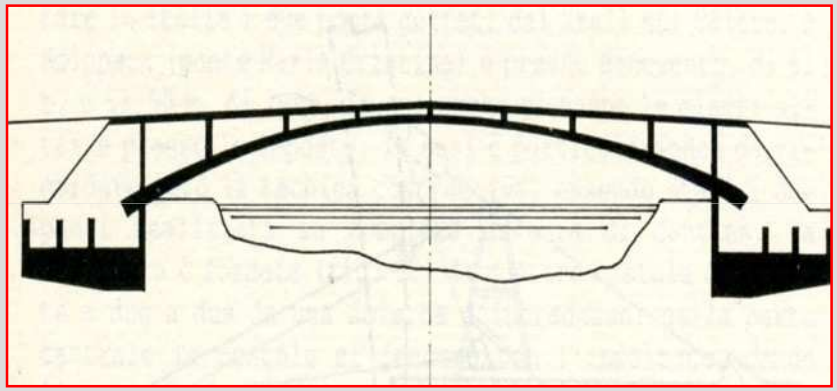
Ponte Aut. Napoli-Salerno



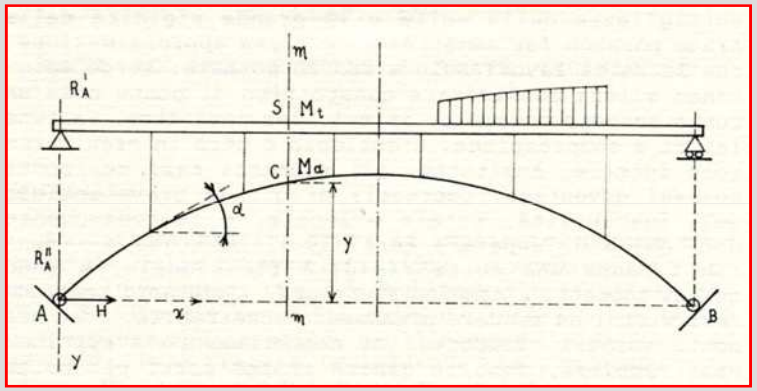
Ponte Aut. Napoli-Salerno

Ponte Aut. Napoli-Salerno

Ponte Aut. Napoli-Salerno



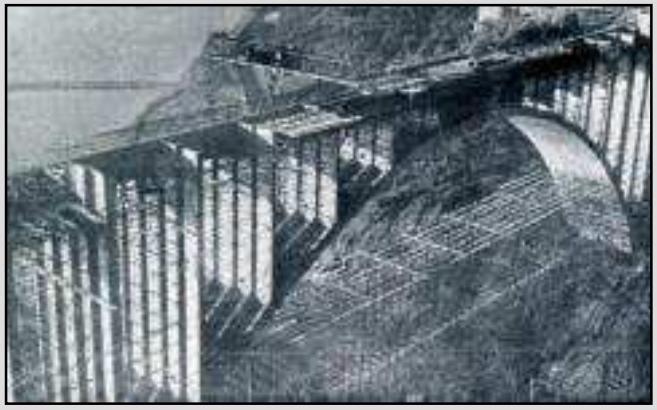
Ponte tipo Risorgimento-Africa



Ponte Maillart

Ponte Aut. Napoli-Salerno

Ponte Aut. Napoli-Salerno



Ponte Aut. Napoli-Salerno

Ponte Aut. Napoli-Salerno

Eleganza e comportamento senza equivoci dei Ponti Maillart

Ponte Aut. Napoli-Salerno

Ponte Aut. Napoli-Salerno

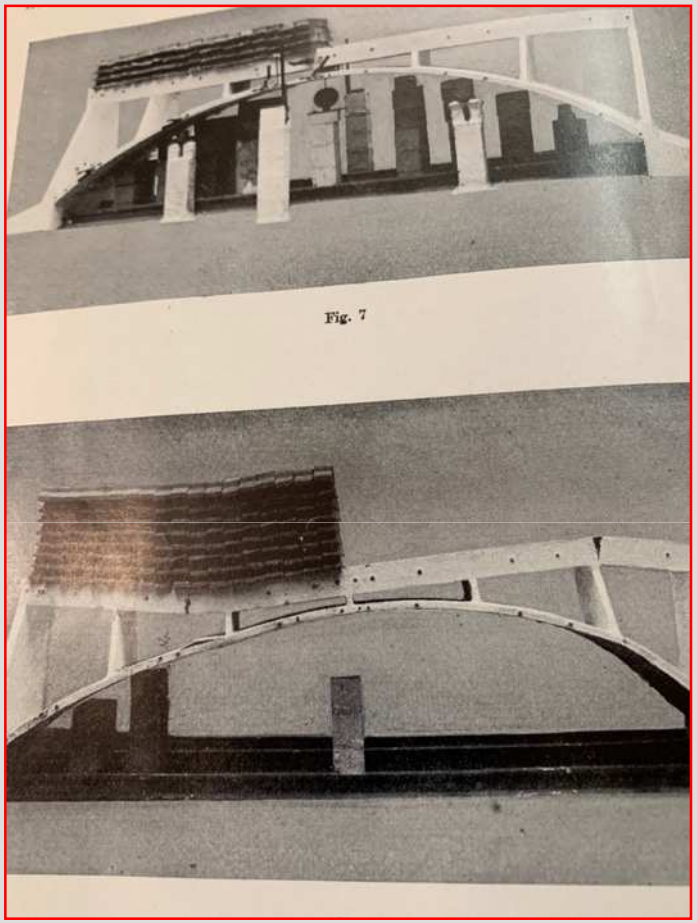
Ponte Aut. Napoli-Salerno

Ponte Aut. Napoli-Salerno

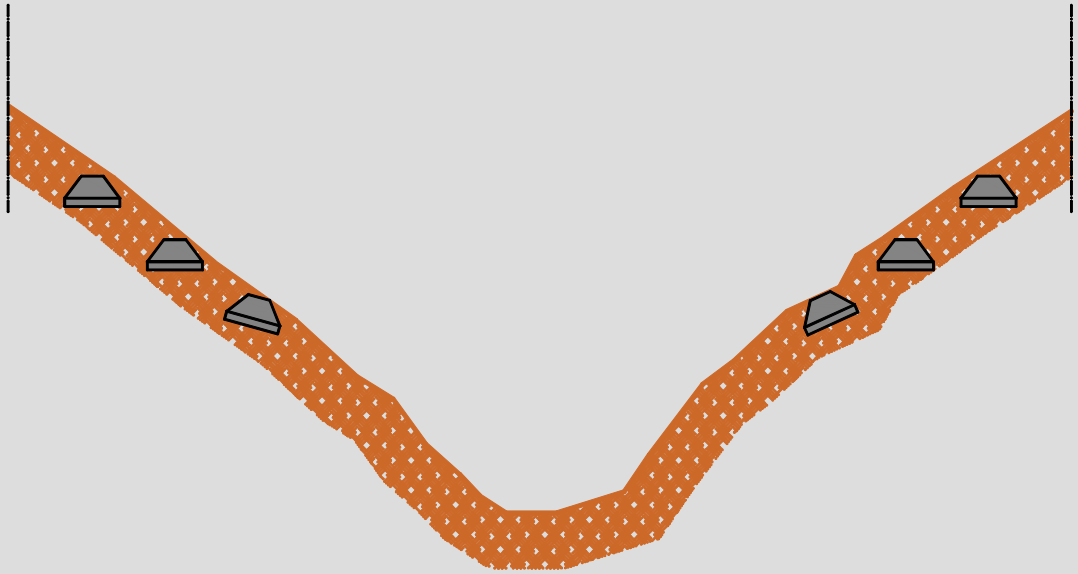
Eleganza e comportamento senza equivoci dei Ponti Maillart

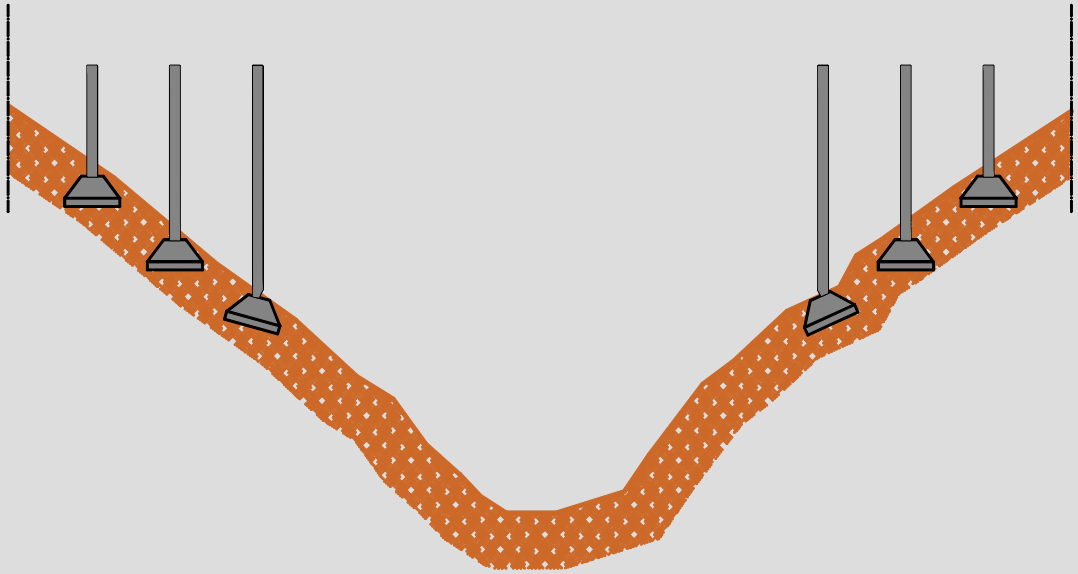
Eleganza e comportamento senza equivoci dei Ponti Maillart

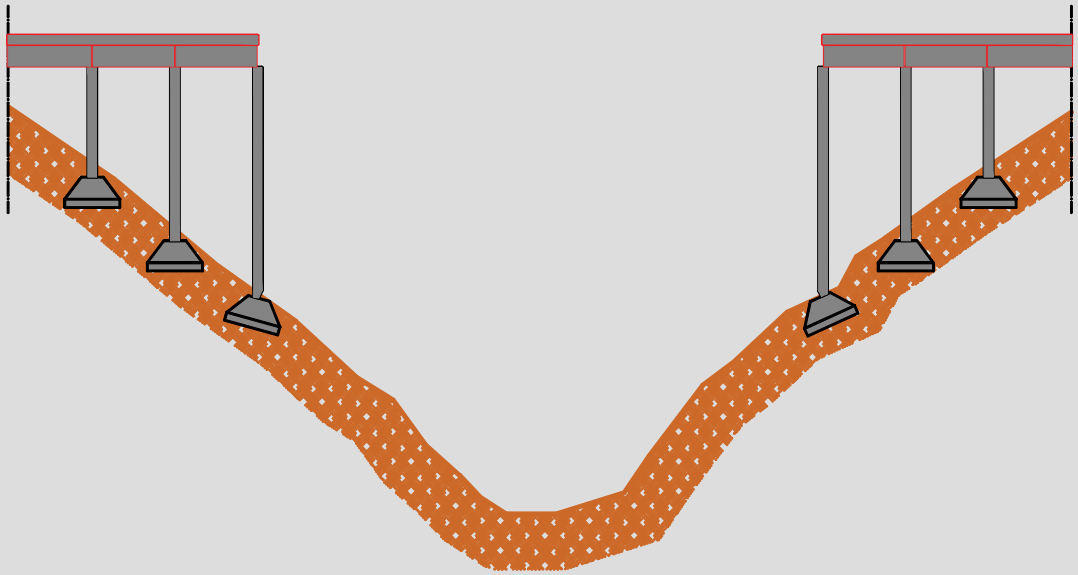
Ponte Maillart prototipo prova



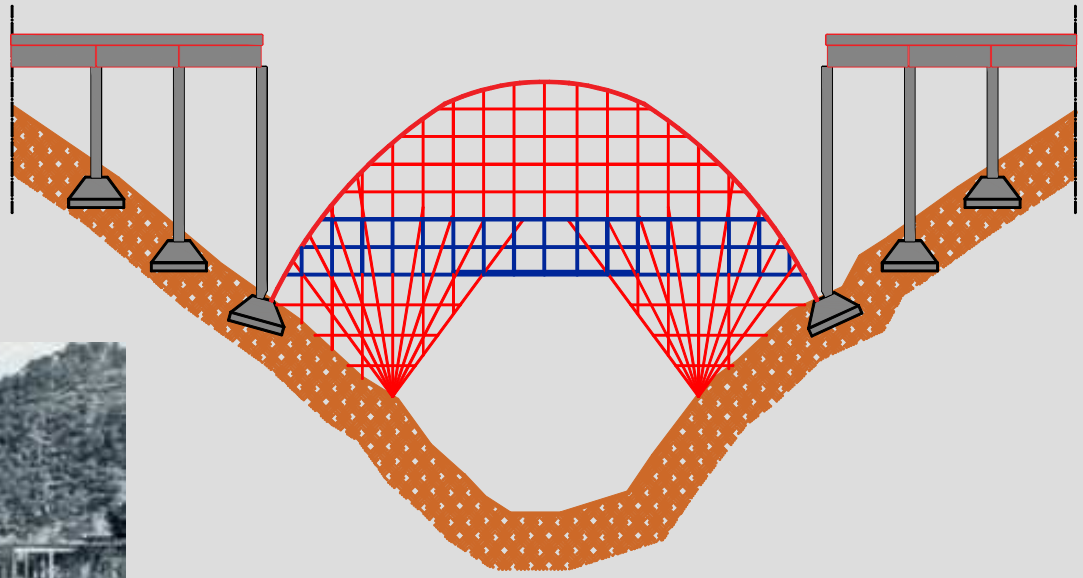
Ponte Maillart prototipo prova

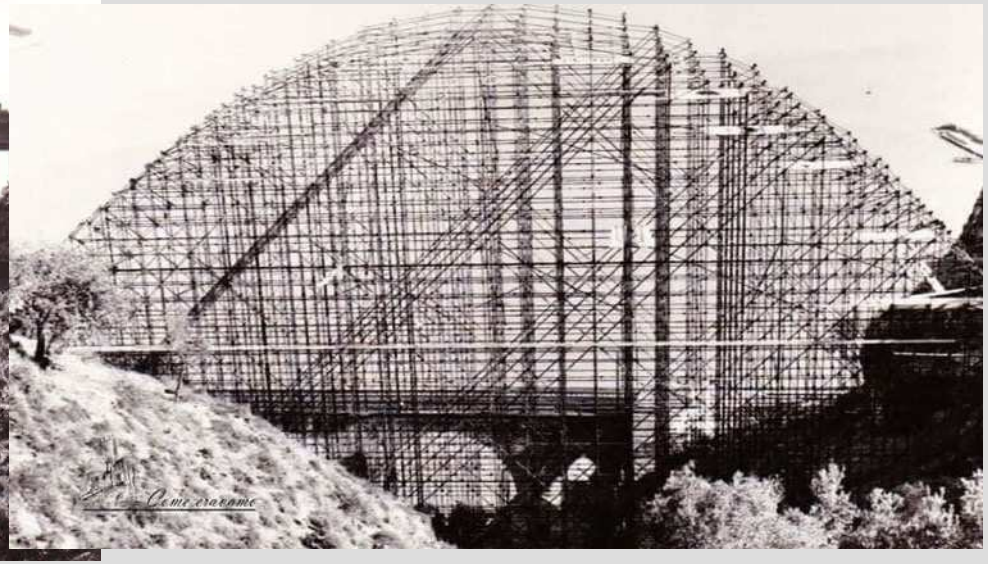




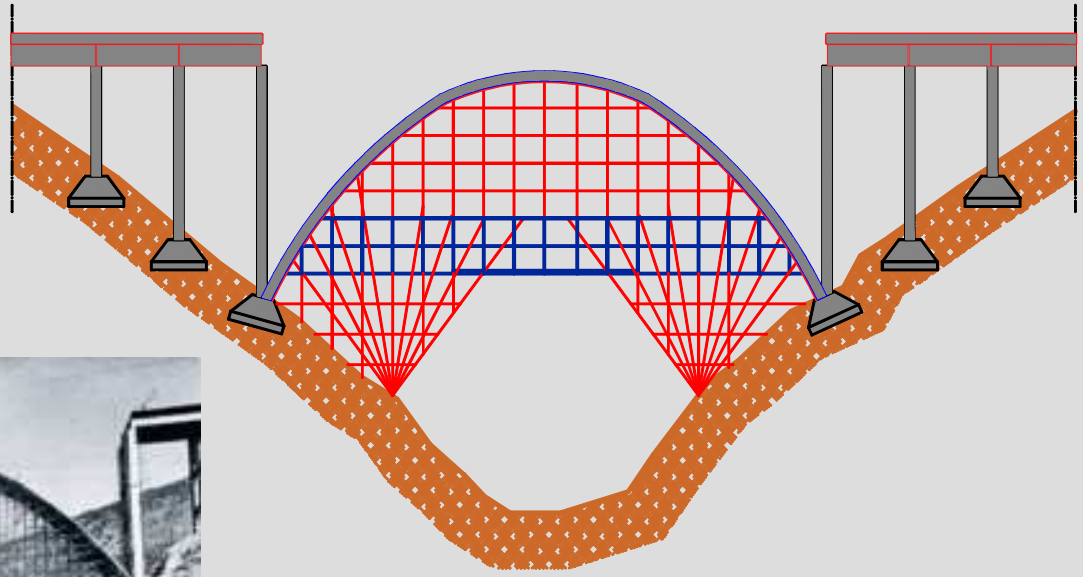


Eleganza e comportamento senza equivoci dei Ponti Maillart

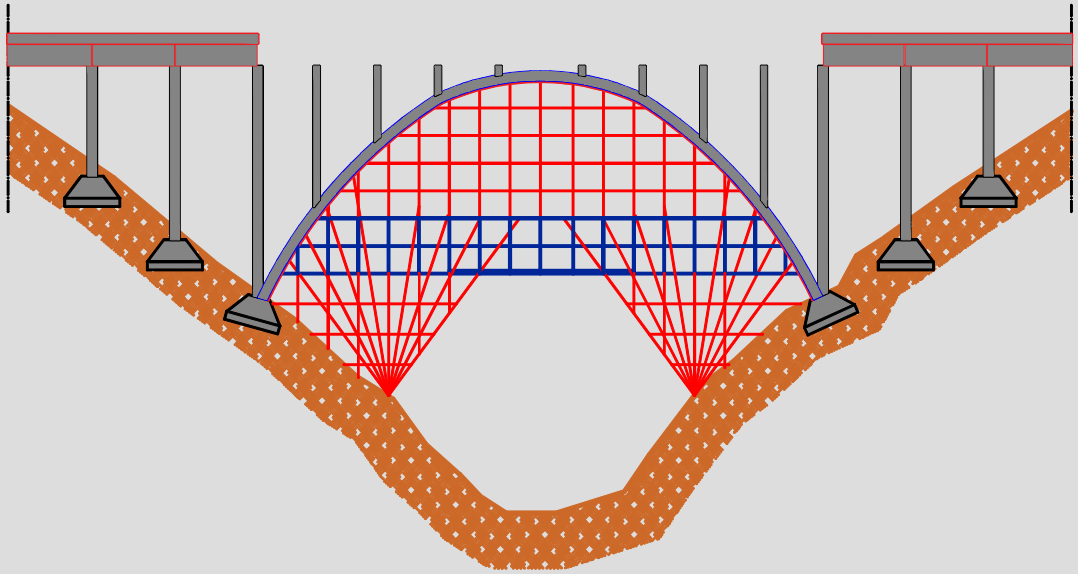




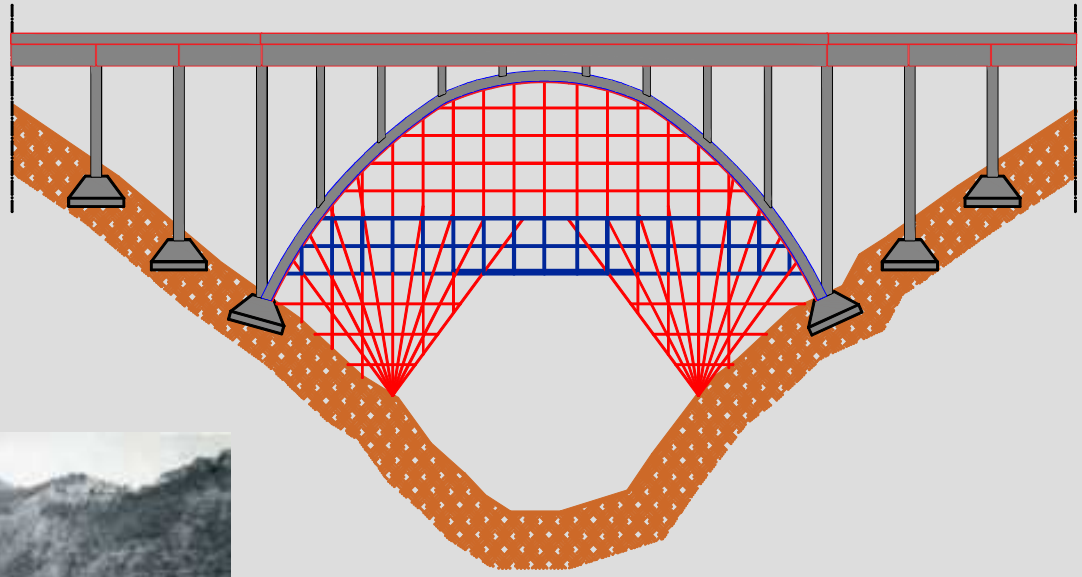
Eleganza e comportamento senza equivoci dei Ponti Maillart



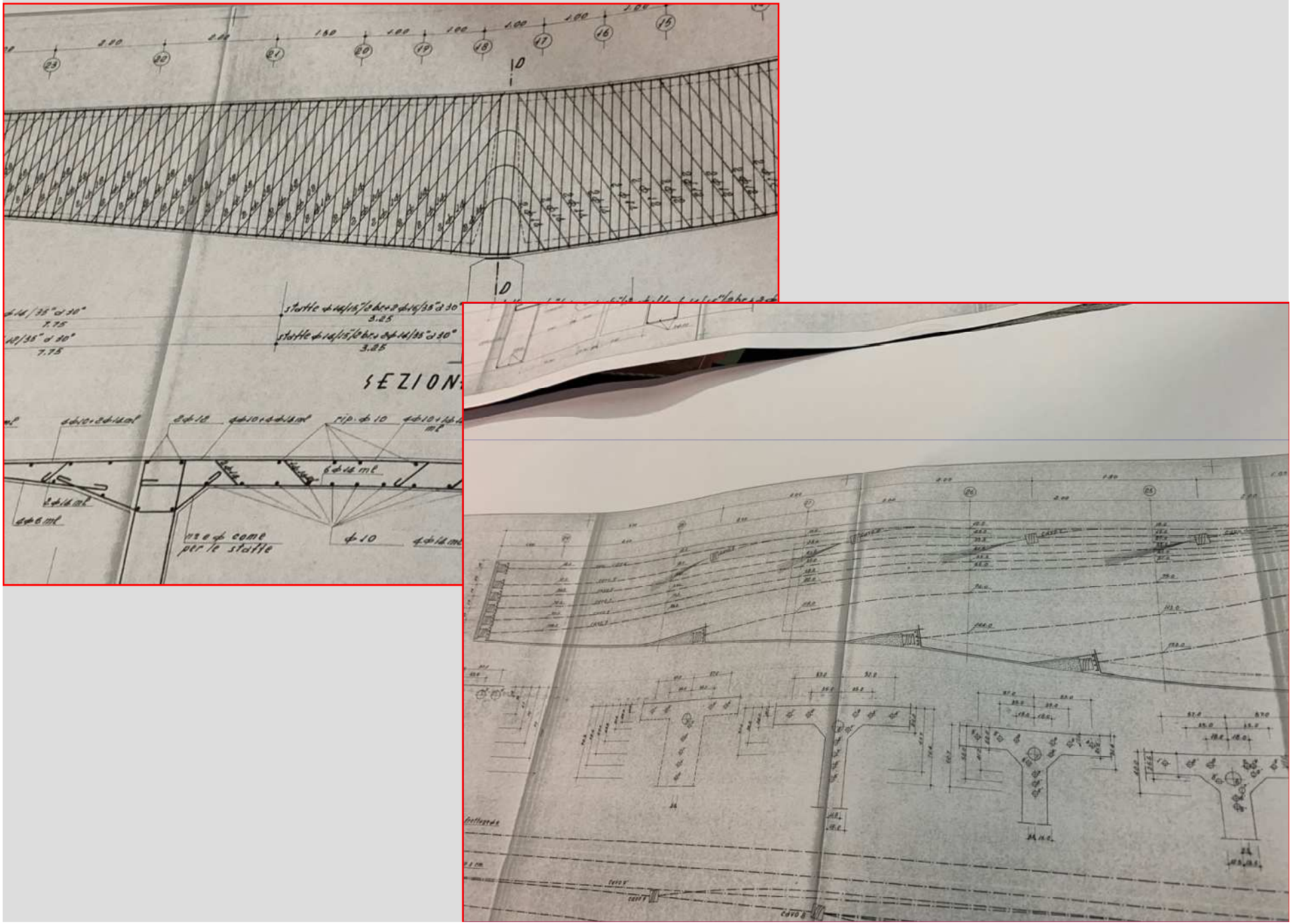
Titolo relazione

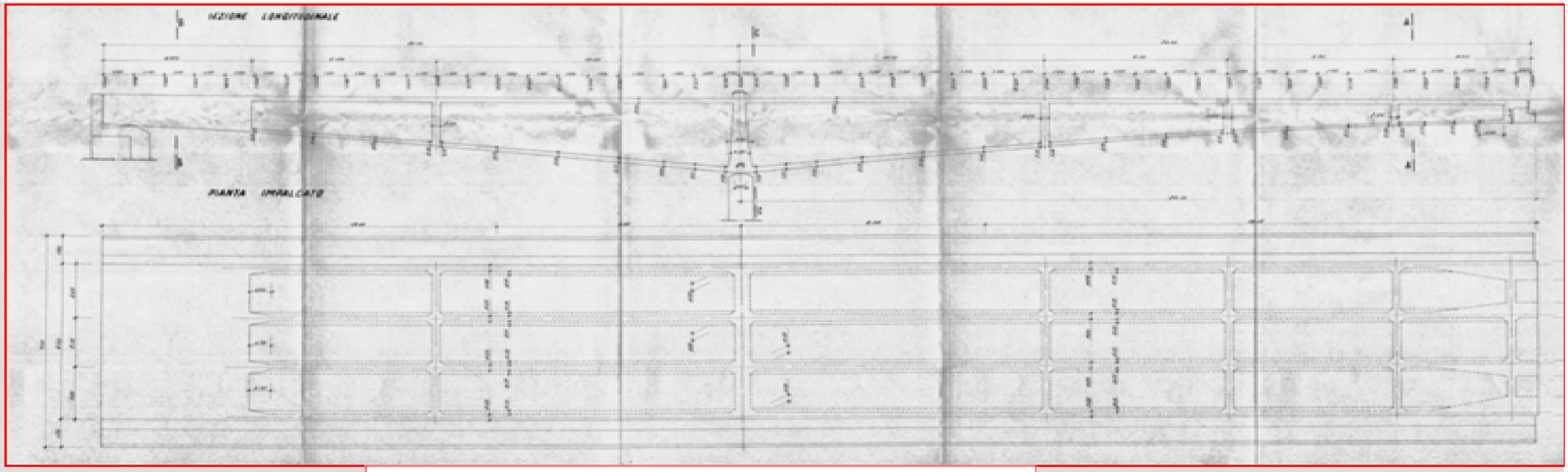


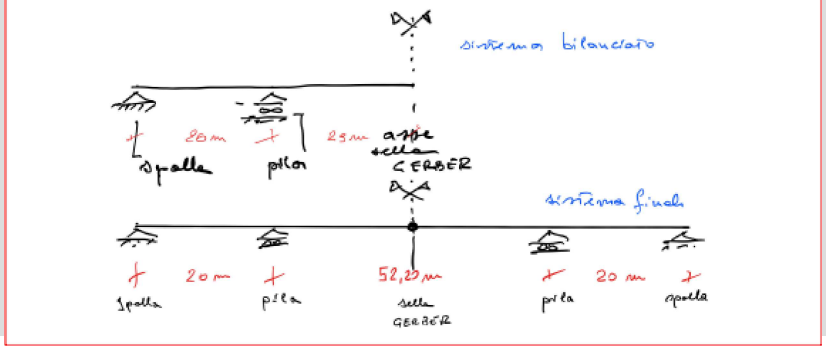
Eleganza e comportamento senza equivoci dei Ponti Maillart



conoscere…


SEZIONE


SEZIONE LONGITUDINALE
PIANTA IMPALCATO


sistema bilanciato
80 m
25 m
spalla
pila
asse sella GERBER
sistema finale
20 m
52,25 m
20 m
spalla
pila
sella GERBER
pila
spalla

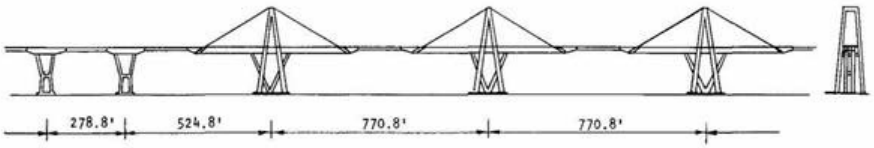


Fig. 8.7 Cantilever type of cable-stayed bridge

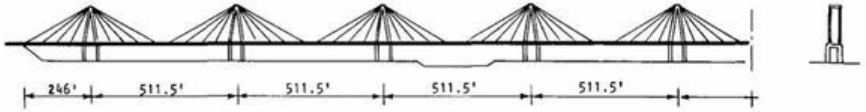


Fig. 8.8 Multispan cantilever type of cable-stayed bridge

(Fig. 8.8). The towers of such bridges must be stiff to carry the large cantilever moments to the foundation. For this purpose, A-shaped tower frames can be recommended. Expansion joints are needed in the middle of each span, which are usually obtained by a short drop in beams.

8.8 Inclined cable under its own weight

For the analysis of the inclined cable, let us consider a cable supported at two points at a different elevation. The cable is uniformly loaded by its own weight, with intensity of w lb/ft (Fig. 8.9).

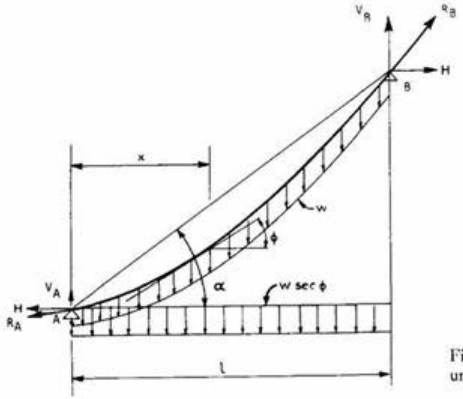
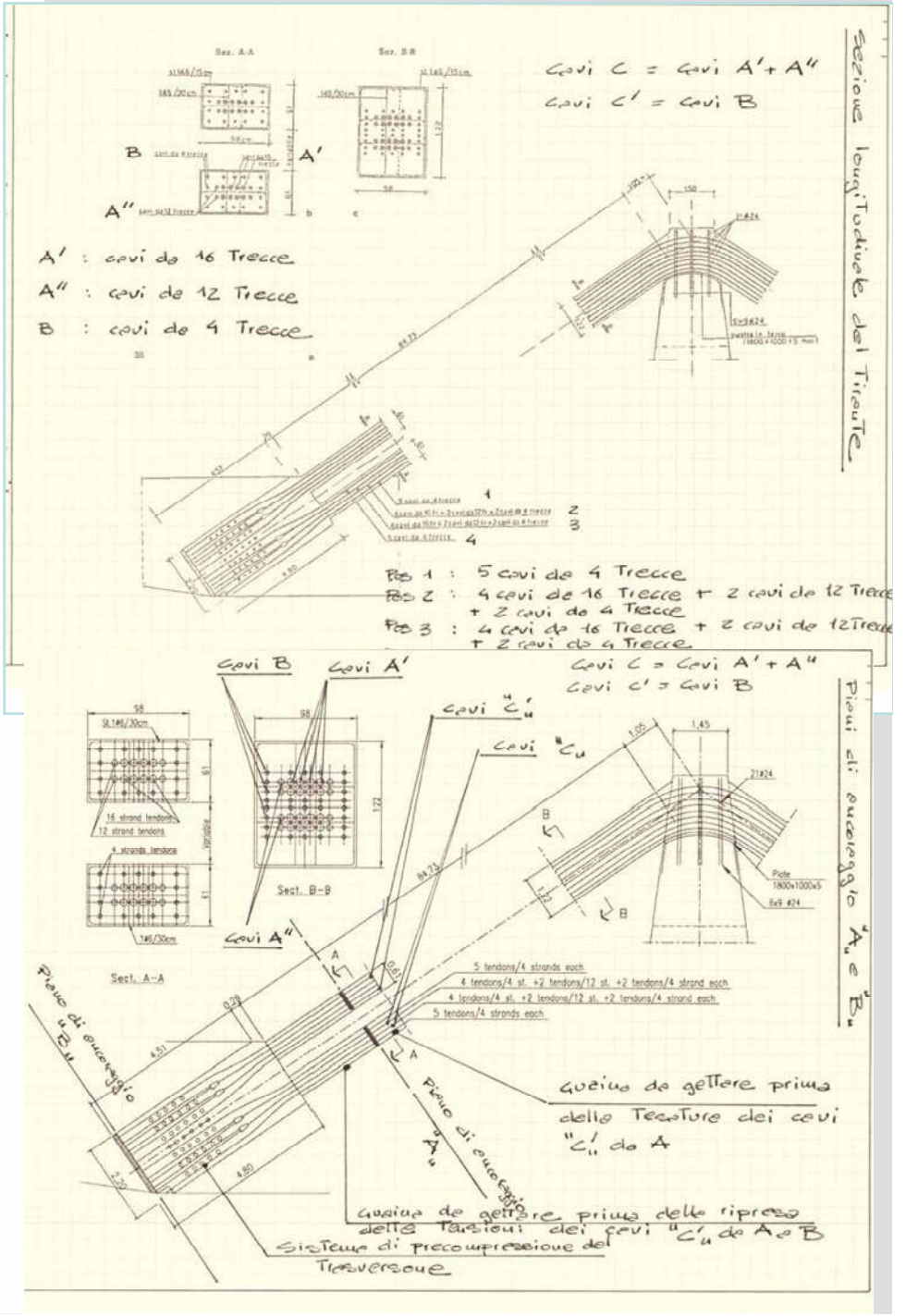


Fig. 8.9 Inclined cable under its own weight

The differential equation of the equilibrium curve is

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{w \sec \phi}{H} \tag{8.18}$$

where ϕ is the inclination of the cable to the horizontal at any point.