

quindi le dette membrature possono essere sostituite da due tubi ripieni di beton 85/2,5 con un risparmio di acciaio del 40%.

Per quanto esposto si può pertanto affermare che anche nel caso del ponte sul Simeto la soluzione in beton intubato porta ad un notevole risparmio nelle sezioni metalliche; da un calcolo sommario risulta che su m³ 1,82 di acciaio occorrenti per l'arco parabolico, la sostituzione dell'attuale struttura con quella di aste ripiene di calcestruzzo porta ad un risparmio di m³ 0,55 pari al 31%; nelle aste di controvento l'economia risulta invece di m³ 0,141 corrispondente al 41%.

In conseguenza di tale modifica il peso proprio viene ad aumentare sensibilmente. Per l'arco parabolico, detto P_b il peso del beton, P_f quello dell'acciaio risparmiato, l'aumento risulta

$$P_b - P_f = 16,22 - 4,3 = 12 \text{ t.},$$

per la trave di controvento

$$2,45 - 1,1 = 1,35 \text{ t}$$

Prova sperimentale su un sostegno per elettrodotto ad elementi tubolari d'acciaio riempiti di calcestruzzo

L'autore dopo un rapido cenno sulle peculiarità dei sostegni Motor Columbus, passa alla descrizione della prova effettuata su uno di tali tipi di pali (già in opera), e ne riassume, per le varie condizioni di carico, i valori delle sollecitazioni raffrontandole a quelle teoriche.

In questi ultimi anni, l'alto costo dei materiali ferrosi, connesso alla inderogabile necessità di costruire nuove linee elettriche ad altissima tensione per il trasporto dell'energia, prodotta in misura sempre crescente, ha spinto i progettisti verso nuove concezioni nella tecnica costruttiva dei sostegni, tendenti al conseguimento della massima economia d'acciaio.

Di particolare interesse per la novità della soluzione sono in tal campo le realizzazioni ottenute dalla Società Motor Columbus di Baden, dopo studi approfonditi ed accurate ricerche sperimentali; queste ultime condotte nel Laboratorio Federale di Prove Materiali di Zurigo.

Il tipo di pali metallici in tubo riempiti di beton vibrato, brevettato dalla Motor Columbus comporta infatti un risparmio di acciaio rispetto ad altri pali in ferro, mercè il contributo offerto dal conglomerato cementizio alla resistenza delle membrature soggette a presso-flessione.

A titolo informativo si riportano alcune note sulle principali caratteristiche tecniche di tali strutture.

La composizione del beton varia a seconda del diametro esterno dei tubi. Il calcestruzzo, a consistenza di terra umida, viene gettato, nei tubi all'aperto dopo aver disposto i tubi stessi verticalmente (palo in opera).

Il valore del ritiro complessivo si assume di 0,1 %, quello del « fluage » totale di 0,004 % per ogni kg/cm² di pressione sul beton. Se per ragioni pratiche occorre impiegare, in luogo di un beton leggermente plastico un beton molto plastico (ad es. un beton trasportabile con pompe), bisogna aver

Per quanto riguarda l'intera struttura il nuovo sistema costruttivo porterebbe rispetto al progetto eseguito alle seguenti variazioni:

a) un risparmio di m³ 0,7 di acciaio (5,5 t.)

pari al 34%;

b) un impiego di calcestruzzo di circa m³ 8 (18,7 t.);

c) un aumento di peso di 13,35 t.

In definitiva la soluzione ad aste ripiene di calcestruzzo presenta certamente notevoli vantaggi, eliminando buona parte degli inconvenienti cui da luogo l'uso dell'acciaio nelle strutture, favorendo pertanto un più largo impiego di materiale metallico nelle costruzioni. Tutto ciò naturalmente quando il comportamento delle membrature, quale fu ammesso in questa nota, sia ulteriormente convalidato da accurati esperimenti.

Enrico Camoletto

cura che durante la precompressione del beton l'acqua in eccesso possa effluire.

Il numero di giri del vibratore deve essere di almeno 6000 al minuto. Una aerazione del beton non è desiderabile, ma al contrario da evitarsi.

Posto $n = \frac{E_a}{E_c}$ (rapporto dei moduli di elasticità dell'acciaio e calcestruzzo impiegati).

Le principali formule pratiche ricorrenti nei calcoli di stabilità sono le seguenti:

$$F_{id} = F_a + \frac{F_c}{n} \text{ (sezione ideale reagente).}$$

$$J_{id} = J_a + \frac{J_c}{n} \text{ (momento d'inerzia della sezione ideale).}$$

$$i_{id} = \sqrt{\frac{J_{id}}{F_{id}}} \text{ (raggio d'inerzia della sezione ideale).}$$

La lunghezza libera di flessione si sceglie in modo che, mantenendo la sezione F_a, calcolata in base al massimo sforzo di trazione, si abbia un grado di sicurezza, rispetto al cedimento per effetto di punta, non inferiore a quello previsto dai Regolamenti sulle Linee Elettriche vigenti nei territori interessati dalla linea in costruzione (1).

Questi tipi di sostegno, la cui applicazione ha avuto larga diffusione nelle reti di trasporto svizzere esercite a medie ed altissime tensioni (65-380

(1) Per conoscenze approfondite sui fondamenti teorici si vedano gli studi del Prof. Dott. M. Ros, Presidente della Direzione del Laboratorio Federale di Prova Materiali ed Istituto Sperimentale Industria Genio Civile Arti e Mestieri di Zurigo.

kV), sono stati introdotti in Italia per la prima volta dalla Società Idroelettrica Piemonte che ha voluto adottarli, in via sperimentale, in un tratto della linea a doppia terna a 220 kV Lavis-S. Masenza-Bussolengo, in corso di montaggio.

La costruzione dei pali Motor venne affidata alla Dalmine.

A seconda delle caratteristiche della linea i suddetti pali possono avere sia i montanti, sia i tralicci, riempiti di beton; nel caso in esame l'impiego del calcestruzzo è stato limitato ai montanti.

Il programma di prova, elaborato dalla Motor Columbus, previo accordo con la Direzione Costruzioni Elettriche della S.I.P., comprendeva due verifiche sperimentali: una di flessione, l'altra di torsione. Quest'ultima per le ipotesi in cui è contemplata l'azione di un tiro longitudinale eccentrico per effetto della rottura di due conduttori di energia giacenti da uno stesso lato rispetto all'asse della linea (2).

Per il controllo degli sforzi nelle aste erano previsti 6 estensimetri millesimali di tipo Fer Mod. E 4, e per la misura delle frecce, nella direzione del tiro, della cuspide (estremità superiore del palo) e dei vertici delle mensole caricate, un tacheometro.

La regolazione dei carichi avveniva mediante un dinamometro di 10 tonnellate in precedenza tarato con la macchina Amsler.

Le forze esterne agenti sul sostegno erano realizzate in entrambe le prove a mezzo di corde d'acciaio tese con argani opportunamente ancorati al suolo e a distanza dal palo tale che l'inclinazione dei predetti cavi determinasse nei piani orizzontali e verticali le stesse componenti considerate in progetto.

Nella prova di flessione, il tiro era applicato in corrispondenza del piano delle briglie inferiori della mensola intermedia, e l'entità della forza era tale da indurre, rispetto alla sezione di base, un momento equivalente a quello dovuto ai diversi carichi ripartiti sul sostegno.

L'inclinazione del tiro suddetto era di 22° e 15° sull'orizzontale.

Analogamente la prova di torsione era realizzata mediante l'applicazione di tiri adeguati nei vertici delle mensole intermedie e inferiori, poste da uno stesso lato rispetto all'asse della linea.

I due tiri avevano entrambi la medesima inclinazione di 9° e 48°.

Nello schema è rappresentata la suddescritta realizzazione delle prove.

Significato dei simboli

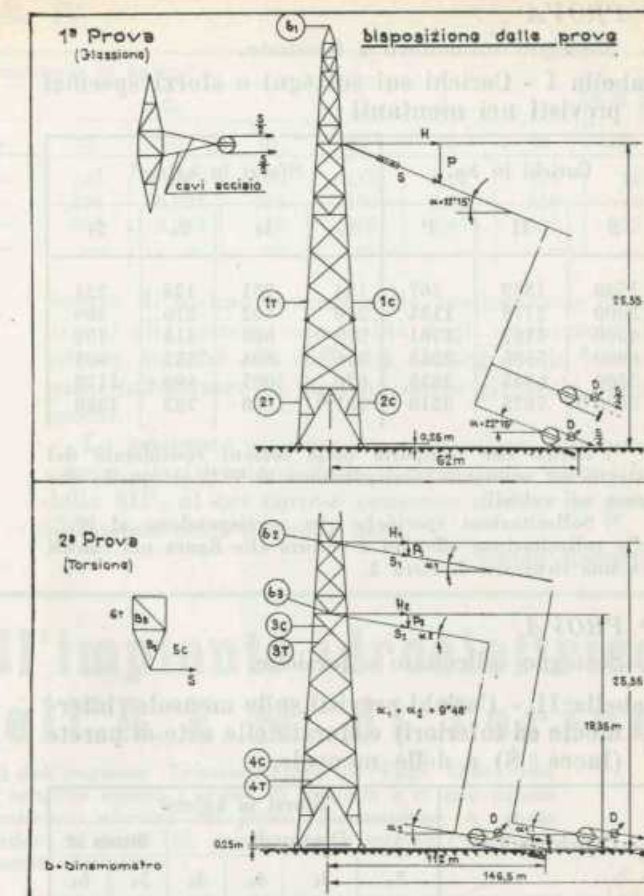
1) Prova.

S = carico applicato al fusto del sostegno (centrato alla quota della mensola intermedia);

H = componente orizzontale del carico S (H = 0,9527.S);

P = componente verticale del carico S (P = 0,3783.S);

(2) Norme Linee Elettriche C.E.I. D. 25-1M940 n. 1969 relative deroghe D. 1-2-1948 n. 63.



Ie, 2c = Sollecitaz. dei montanti soggetti a presso-flessione;
It, 2t = Sollecitaz. dei montanti soggetti a trazione;
 δ_1 = Spostamento della cuspide ($\parallel H$).

2) Prova.

S₁ = carico applicato al vertice della mensola intermedia (carico eccentrico);

S₂ = carico applicato al vertice della mensola inferiore;

H₁ = componente orizzontale del carico S₁ (H₁ = 0,9854.S₁);

H₂ = componente orizzontale del carico S₂ (H₂ = 0,9854.S₂);

P₁ = componente verticale del carico S₁ (P₁ = 0,1704 S₁ + 40 Kg.);

P₂ = componente verticale del carico S₂ (P₂ = 0,1704 S₂ + 40 Kg.);

3c, 4c = sollecitazioni delle diagonali soggette a compressione;

3t, 4t = sollecitazioni delle diagonali soggette a trazione;

S₃ = sollecitazione nell'asta B₂ della mensola inferiore (compressione);

6₁ = sollecitazione nell'asta B₃ della mensola inferiore (trazione);

δ_2 = spostamento del vertice della mensola intermedia;

δ_c = spostamento della mensola inferiore.

2^a PROVA

Sostegno sollecitato a flessione.

Tabella I - Carichi sui sostegni e sforzi specifici previsti nei montanti

Carichi in kg.			Sforzi in kg/cm ²			
S	H	P	I _c	I _t	2 _c	2 _t
1500	1389	567	124	201	138	234
3000	2778	1134	248	402	276	469
4500	4167	1701	372	603	414	703
6000	5556	2268	496	804	552	938
7500	6945	2835	620	1005	690	1172
8490 ¹⁾	7875	3210	701 ²⁾	1138	782	1328

¹⁾ Carico che comporta nelle sezioni considerate del sostegno un momento corrispondente al 90 % di quello che figura nei calcoli.

²⁾ Sollecitazioni specifiche che corrispondono al 90 % della sollecitazione effettiva a rottura che figura nei calcoli con una sicurezza di circa 3.

2^a PROVA

Sostegno sollecitato a torsione.

Tabella II - Carichi previsti sulle mensole (intermedie ed inferiori) e sforzi nelle aste di parete (facce || S) e delle mensole.

Carichi in kg.			Sforzi in kg/cm ²					
			Diagonali				Mensola inf.	
			3 _c	3 _t	4 _c	4 _t	5 _c	6 _t
1000	985	210	311	311	179	179	188	113
2000	1971	381	622	622	358	358	370	228
3000	2956	551	933	933	537	537	551	344
4000	3942	721	1244	1244	716	716	734	461
4600 ³⁾	4533	824	1430 ⁴⁾	1430	822	822	842	530

³⁾ Carico applicato a ciascuna mensola, corrispondente al 90 % di quello considerato nei calcoli con una sicurezza di circa 1,5.

⁴⁾ Sollecitazioni corrispondenti al 90 % di quelle che risultano nei calcoli.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i carichi effettivamente trasmessi nel corso delle prove ed i valori degli sforzi nelle aste verificate, risultanti dalla lettura degli estensimetri.

Nelle tabelle suddette sono anche riportati gli spostamenti della sommità del sostegno e dei vertici delle mensole caricate.

In alcune fasi di carico si sono controllati gli spostamenti verticali dei blocchi di fondazione soggetti allo strappamento.

Le variazioni riscontrate sono dell'ordine di mm.

Prova di torsione

Tabella III - δ_t = sollecitazioni teoriche in kg/cm²
 δ_c = sollecitazioni effettive in kg/cm²

Fasi di carico	Carichi applicati kg-	Sforzi nelle aste in kg/cm ²																	
		3 _c			3 _t			4 _c			4 _t			5 _c			6 _t		
		σ_T	ΔI	σ_e	σ_T	ΔI	σ_e	σ_T	ΔI	σ_e	σ_T	ΔI	σ_e	σ_T	ΔI	σ_e	σ_T	ΔI	σ_e
1 ^a	1090	311	0,012	132	311	0,02	220	179	0,01	110	179	0,006	66	188	0,026	288	113	0,004	44
2 ^a	1990	622	0,052	572	622	0,054	594	358	0,024	264	358	0,014	154	370	0,025	276	228	0,06	66
3 ^a	2970	933	0,078	870	933	0,076	836	537	0,032	353	537	0,03	330	551	0,03	330	344	0,011	121
4 ^a	3950	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Delle due prove è stata eseguita per prima quella di torsione.

Con le espressioni di cui sotto si risale alle sollecitazioni misurate dagli apparecchi:

$$\sigma_c = \epsilon E = \frac{\Delta t}{200} 2.200.000 = \Delta t \cdot 11000 \text{ in kg/cm}^2$$

$$\epsilon = \Delta t / L = \frac{\Delta t}{200}$$

$$\Delta t = t - t_0 \text{ in mm.}$$

$$L = 200 \text{ (distanza fra le punte fisse e mobili) in mm.}$$

Fasi di carico	frecce in mm	
	δ_2	δ_a
1 ^a	25	12
2 ^a	75	37
3 ^a	135	—
4 ^a	190 ¹⁾	—

¹⁾ Lettura eseguita poco prima della rottura della mensola.

La mancanza dei dati corrispondenti alla 4 fase della tabella III, deve alla rottura della mensola inferiore sotto il tiro di 3360 kg.

Una prima analisi, esperita in loco sugli elementi costitutivi della mensola, rivelava però (come l'esito favorevole della stessa prova, ripetuta a poche ore di distanza dalla precedente in condizioni identiche, e successive esperienze dovevano confermare) trattarsi di rottura accidentale e non dovuta ad insufficiente dimensionamento della struttura.

Infatti, mentre le aste non presentavano deformazioni di rilievo, uno dei fazzoletti di collegamento dei tiranti ai puntoni, saldati alla piastra di estremità, era tranciato in corrispondenza del piano di attacco, ed il suo cordone di saldatura parzialmente interrotto.

L'altro fazzoletto era integro.

Per meglio indagare sulle più probabili cause della rottura, si convenne tuttavia di effettuare ulteriori prove sulle mensole dei pali Motor Columbus e nel corso di tali prove, svoltesi negli stabilimenti Dalmine, si ebbe agio di riscontrare con particolare evidenza, la sensibile influenza che, sulla resistenza delle mensole avevano certi sforzi secondari; e precisamente l'effetto di un momento torcente in piano verticale indotto dall'eccentricità del punto di applicazione del tiro orizzontale, rispetto al piano di convergenza degli assi dei ferri.

Ridotta quindi, per quanto praticamente consentito, tale eccentricità, le stesse mensole, soggette ai massimi carichi di progetto non rivelarono

Prova di flessione

Tabella IV

Fasi di carico	Carichi applicati in kg	Sforzi nei montanti in kg/cm ²												
		I _c			I _t			2 _c			2 _t			mm
		σ_T	ΔI	σ_e	σ_T	ΔI	σ_e	σ_T	ΔI	σ_e	σ_T	ΔI	σ_e	
1 ^a	1500	124	0,012	132	201	—	—	138	0,008	88	234	0,01	110	20
2 ^a	2970	248	0,036	396	402	—	—	276	0,024	264	469	0,03	330	40
4 ^a	6170	496	0,072	790	804	—	—	562	0,048	528	938	0,076	835	122
5 ^a	8000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

deficenze in alcun punto nè deformazioni residue apprezzabili.

Gli sforzi relativi alla fase 5^a non si sono potuti rilevare per la scarsa attendibilità offerta dagli apparecchi in seguito alla rottura imprevista della traente sotto un tiro di circa 8000 kg.

Il divario riscontrabile in alcune sollecitazioni, fra il valore teorico e quello effettivo, è da attribuirsi, a parte la differenza d'altronde prevedibile (sia per gli imponderabili, sia per le inevitabili de-

ficenze di ordine pratico nella realizzazione delle prove) alla estrema sensibilità degli apparecchi di misura, nonché alla difficoltà di eseguire le letture senza influenzare in qualche modo gli stessi apparecchi.

Lo scrivente esprime un particolare ringraziamento alla Direzione delle Costruzioni Elettriche della SIP, al cui cortese consenso si deve la pubblicazione della presente nota.

Guido Racugno

La condotta forzata dell'impianto idroelettrico Telessio-Rosone dell'A.E.M. di Torino

Dopo un breve accenno alle caratteristiche generali dell'impianto Telessio-Rosone in Valle Orco, con salto geometrico massimo utilizzato di 1.218 metri, vengono esposti i criteri di progetto e di costruzione della condotta forzata metallica che ha origine all'estremo inferiore del pozzo piezometrico a quota 1.837,80 e fa capo alla Centrale di Rosone alimentandovi, a quota 700, quattro nuove turbine Pelton per 70.000 kW complessivamente.

Nel quadro delle costruzioni idroelettriche che l'A.E.M. di Torino sta attuando, il maggior apporto di nuova producibilità è recato dalle opere in valle Orco per l'integrale utilizzazione delle possibilità idrauliche della vallata. Segnatamente, l'impianto Telessio-Rosone, che deriva le acque di un gruppo di affluenti di sinistra dell'Orco sul versante meridionale del Gran Paradiso, ed è già parzialmente in funzione, costituisce un elemento di prim'ordine nell'economia generale dell'esercizio elettrico dell'A.E.M. Quando sarà completato, esso avrà una produzione di particolare pregio, sia per la notevole capacità dei serbatoi (tale da trasferire al semestre invernale la maggior parte dei deflussi utilizzati), sia per l'esercizio in pressione della derivazione e la rilevante potenza del macchinario generatore nella centrale di Rosone.

L'impianto, infatti, nel suo complesso, comprende tre serbatoi di accumulo stagionale (Pian Telessio, Valsoera ed Eugio) per un vaso massimo totale di 35 milioni di mc. che, utilizzati anche negli impianti di Bardonecchia e di Pont, già in esercizio a valle, danno oltre 100 milioni di kWh invernali.

Un sistema di gallerie di derivazione in pressione, con sviluppo complessivo di circa 15 Km., fa capo al pozzo piezometrico a ciglio sfiorante con camera di equilibrio. Ha qui origine la condotta forzata, che, con sviluppo di oltre 2.000 metri, alimenta, nella esistente centrale di Rosone, quattro nuove turbine, di cui una di 10.000 kW e tre di 20.000 kW ciascuna.

Il salto geometrico massimo utilizzato risulta

dalla differenza fra il livello massimo al serbatoio di Pian Telessio (quota 1918 metri s. m.) e la quota degli ugelli delle turbine utilizzatoci in centrale di Rosone (699,61 metri s. m.). Tale salto è pertanto di oltre 1.218 metri, al presente il più alto in Italia.

Sono attualmente in esercizio gran parte delle gallerie di derivazione, la condotta forzata e 30.000 kW di macchinario generatore. Con il completamento delle dighe per la formazione dei serbatoi stagionali e con l'installazione di un ulteriore gruppo generatore di 50.000 kVA (con due turbine di 20.000 kW ciascuna) l'impianto raggiungerà la producibilità media annua complessiva di 180 milioni di kWh, di cui 120 nel semestre invernale.

La condotta (fig. 1 e 2) beneficia di una situazione topografica particolarmente favorevole per l'economia dell'opera, sviluppandosi lungo l'aspro pendio di un costone roccioso che offre salde possibilità di ancoraggio, e consente di coprire il dislivello complessivo con una lunghezza di tubazione relativamente ridotta. La pendenza media della condotta è infatti del 65 % circa, ma giunge in determinate livellette fino ad un massimo del 140 % (fig. 3).

Tale situazione che, sotto l'aspetto della progettazione della condotta, appare assai favorevole, ha peraltro dato luogo, appunto per la natura impervia del luogo, a difficoltà non indifferenti nella costruzione della sede della tubazione e del piano inclinato di servizio, nonché nel trasporto e nel