

論 說 報 告

第 25 卷 第 4 號 昭 和 14 年 4 月

鉄筋コンクリート桁断面に於ける中立軸の位置決定 に関する実験 (中間報告)

(昭和 13 年 7 月 16 日土木学会第 2 回年次学術講演會に於て)

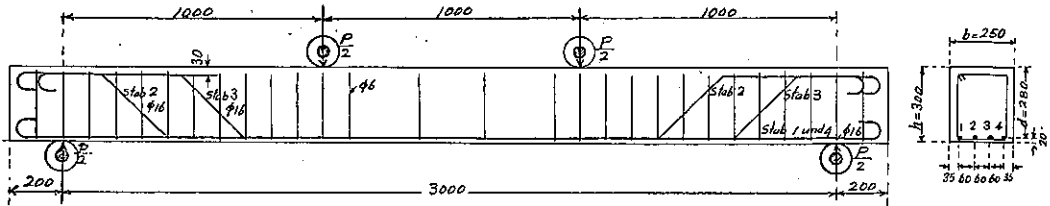
會 員 高 橋 逸 夫*

要旨 矩形断面を有する単筋の鉄筋コンクリート桁に就て彎曲試験を行ひ、中立軸の移動、桁断面に於ける応力分布、桁に生ずる龜裂の状態、彎曲力率と撓度との關係等を見出して桁の安全許容荷重を決定せんとするものである。而して実験の結果に依れば鉄筋コンクリートの計算には桁の張力側に毛狀龜裂を生ずる迄の応力状態にて、コンクリートの張応力を考慮して、桁の強度を計算することが合理的であり。又コンクリートの張応力を無視する普通の計算法にても挿入鉄筋量 1% 程度の桁にありては、コンクリートの許容圧応力として 30~35 kg/cm² 程度即ち材齡 28 日の強度 σ_{28} を安全率 5 にて割つたものを探るべきことが證明せられた。

1. 実験方法

本実験は矩形桁及 T 形桁に就て施行せられてゐるが、本文は矩形桁 4 本 (桁 No. 1~4) から得た結果に付き

図-1.



攻究したものである。桁断面の寸法は 図-1 に示すように幅 25 cm、高さ 30 cm の矩形にして鉄筋は下面から 2 cm の位置に挿入した。桁の全長は 340 cm にして内 300 cm を支間とし 3 等分の點に對稱的に 2 個の集中荷重を作用せしめた。鉄筋の曲上げ及スターラップ等の配置は同図に示した通りである。コンクリートの配合容積比 1:2:4、水セメント比 60%、スランプ 1.80~2.47 cm 又鉄筋は直径 16 mm のもの 4 本を用ひた、その百分率は總断面積に對して 1.07%、有效断面積に對して 1.15% に當る。使用セメントは小野田セメント製造株式会社から支給せられたものにして、總て供試体は製作後 3 日にして側面の堰板を外し 1 ヶ月間濕布にて蔽つて絶えず撒水し室内に放置した。試験桁の材齡は桁 No. 1~4 に

表-1. コンクリートの抗圧弾性係數

試験試料 No. 7	配合: 1:2:4 水セメント比: 60% 材齡: 162 日	昭和 12 年 7 月 13 日		昭和 12 年 12 月 22 日		桁 No. 3 及び No. 4	
		使用コンクリート		使用コンクリート		使用コンクリート	
単位応力 (kg/cm ²)	撓度 (mm/m)	弾性撓度 (mm/m)	弾性係數 E_c	弾性係數 E_c 及び $n = E_s/E_c$ の値	弾性係數 E_c	弾性係數 E_c 及び $n = E_s/E_c$ の値	撓度 (mm)
2.8	0.00372	0	0.00372				
5.7	0.01309	0	0.01309	301 500	7.0	301 500	6.8
8.5	0.02219	0	0.02219	310 400	6.8	310 400	6.8
11.3	0.03158	0	0.03158	300 900	7.0	300 900	7.0
14.2	0.04125	0	0.04125	292 100	7.2	292 100	7.2
17.1	0.05430	0	0.05430	216 500	9.7	216 500	9.7
22.7	0.07762	0.00057	0.07703	242 300	8.7	248 400	8.5
28.3	0.09667	0.00057	0.09610	296 600	7.1	296 600	7.1
34.0	0.11572	0.00658	0.10914	296 600	7.1	433 300	4.8
39.6	0.13589	0.00658	0.12931	280 100	7.5	280 100	7.5
45.3	0.15777	0.00658	0.15119	258 200	8.1	258 200	8.1
51.0	0.17794	0.00686	0.17108	280 100	7.5	284 100	7.5
56.6	0.20295	0.00801	0.19494	201 900	9.3	236 800	8.9
68.0	0.24983	0.00914	0.24069	241 000	8.7	247 000	8.5
79.3	0.29270	—	—	263 600	8.0	—	—
90.6	0.35408	0.04636	0.30772	184 100	11.4	337 500	6.2
101.9	0.40295	0.05773	0.34522	231 200	9.1	301 300	7.0
113.2	0.46461	0.08049	0.38412	183 300	11.5	290 500	7.2
124.5	0.52059	0.09159	0.42900	201 900	10.4	251 800	8.3
135.8	0.59417	0.13648	0.45769	153 600	13.7	393 900	5.3
147.1	0.65955	0.16551	0.49404	172 800	12.2	310 900	6.8
158.5	0.73317	0.20417	0.52900	153 500	13.7	323 200	6.5
170.0	0.82216	0.25709	0.56507	127 000	16.5	313 300	6.7

* ul. σ comp. (K_c) = 246.4 kg/cm²

* 京都帝國大学教授

對して夫々 152, 165, 163, 275 日である。

試験桁を造ると同時にコンクリートの抗圧弾性係數及抗張弾性係數を測定するため円筒供試体を作り、桁試験と略々同時にその試験を行つた。その成績は表-1 及 表-2 に示すが如く、又之を 圖-2 に図示する。

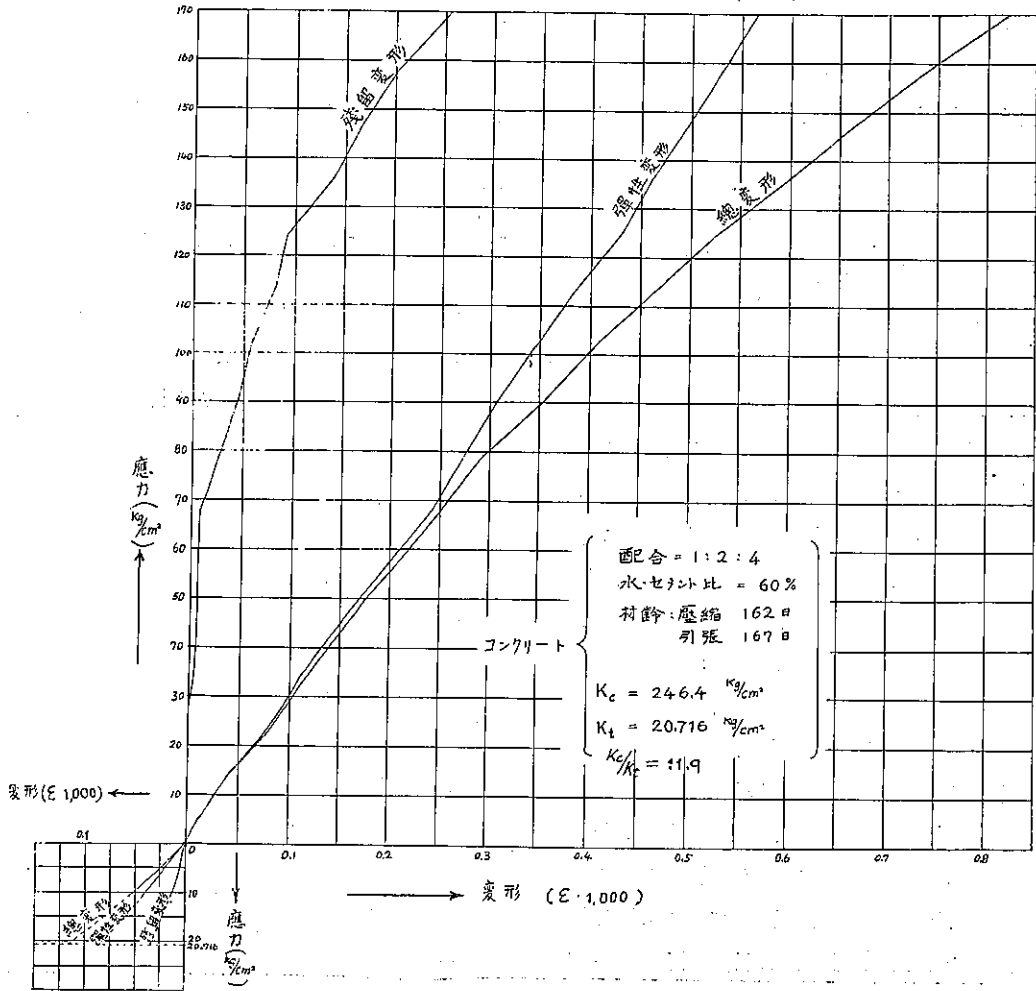
表中には總変形、弾性変形による弾性係數 E_c 、変形率 $\alpha = 1/E_c$ 及鋼の弾性係數 E_s を $2\ 100\ 000\ \text{kg/cm}^2$ とした場合の弾性比 $n = E_s/E_c$ を示す。

表-2. コンクリートの抗張弾性係數

配合: 1:2:4 水セメント比: 60% 材齡: 167日		併試験製作: 昭和12年7月13日 試験実施: 昭和12年12月27日		桁 No. 3 及 No. 4 使用コンクリート	
単位応力 (kg/cm ²)	總變形 (mm/m)	残留變形 (mm/m)	弾性變形 (mm/m)	弾性係數 E_c 及び $n = E_s/E_c$ の値	
				總變形による E_c	弾性變形による E_c
				α	n
0.316	0.00118	0.00004	0.00114	7.8	7.5
0.829	0.00309	0.00011	0.00298	265 600	3.72 · 10 ⁶
1.599	0.00683	0.00160	0.00523	205 900	4.86
2.682	0.01276	0.00273	0.01003	216 400	7.9
4.166	0.01801	0.00302	0.01499	254 200	8.1
5.449	0.02444	0.00415	0.02029	199 600	8.7
6.733	0.03201	0.00619	0.02582	169 600	9.0
8.016	0.03906	0.00895	0.03011	182 100	8.1
9.300	0.04541	0.01135	0.03506	174 600	5.24
10.583	0.05433			162 100	6.17
13.150	0.06777			191 000	5.24
15.716	0.08251			174 200	5.74

ult. σ tens. (K_t) = 20.716 kg/cm², $\frac{K_c}{K_t} = \frac{246.4}{20.716} = 11.9$

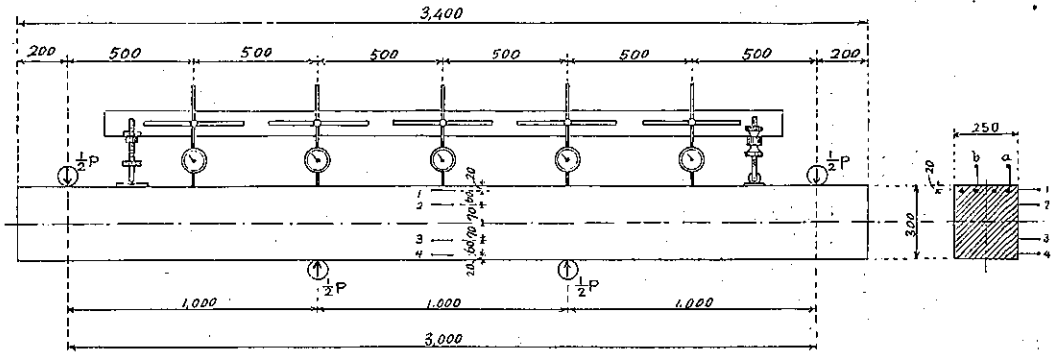
圖-2.



2. 實驗の結果

鉄筋コンクリート桁の彎曲試験を行ふには 図-3 に示すやうに桁を顛倒して對稱的に 2 荷重を下側から作用せしめた。従つて桁の張応力は桁の上面にあつてコンクリートに生ずる龜裂を明瞭に觀察することが出来る。試験桁は上に述べたやうに桁断面は幅 25 cm, 高 30 cm の矩形にして桁長 340 cm の中央 300 cm を支間とする, 又中央 100 cm の間隔に 2 荷重 $\frac{1}{2}P$ を作用せしめる。桁の側面に上縁から 2 cm, 8 cm 又下縁から 2 cm, 8 cm の位置に測長 100 mm を取つて Huggenberger Tensometer 4 個を取付け, これを上から Tensometer (1) (2)(3)(4) と名付ける。又桁の上面に豫め鉄筋を露出せしめ, その 2 本に Tensometer (a),(b) を取付けたが, その測長は同様 100 mm とした。尚桁の上面には 1/100 mm 讀 Ames Dialgauge 5 個を図に示すやうに中央に對して對稱的に 50cm の間隔に裝置して桁撓度を測定した。而して荷重 P を 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 t …… と漸次上昇せしめたが

図-3.



この場合に荷重の各段に於て変形の讀みが略々一定するまで荷重を反覆作用せしめ, 總變形, 彈性變形, 殘留變形, 總撓度, 彈性撓度, 殘留撓度を觀測した。この際桁の自重から桁の中心断面には彎曲力率 $M_0 = 109 \text{ kgm}$ を生ずるから, その断面に生ずる總彎曲力率は $M = (P/2)l + 109$ (P in kg; M in kgm) となる。荷重各段に於て桁の水平纖維に於けるコンクリートの變形, 鉄筋の變形及桁各點の撓度を桁 No. 1~4 に就て測定した結果の内, 桁 No. 4 に關するものを代表に取つて表-3 に示す。先づ本表に於ける變形 (3) と (2) から, 次に變形 (3) と鉄

表-4. 桁 No. 4 中立軸の位置

荷重 P (kg)	自重を加へたる彎曲力率 M_0 (kg-m)	總變形			彈性變形			總變形			彈性變形		
		3 (mm/m)	2 (mm/m)	α (cm)	3	2	α	3	鐵筋	α	3	鐵筋	α
0	109	-0.00433	0.00363	15.62	-0.00433	0.00363	15.62	-0.00433	0.00712	15.87	-0.00433	0.00712	15.87
500	359	-0.01425	0.01196	15.61	-0.01425	0.01196	15.61	-0.01425	0.02345	15.86	-0.01425	0.02345	15.86
1000	609	-0.02416	0.02030	15.61	-0.02333	0.02030	15.49	-0.02416	0.03896	15.96	-0.02333	0.03896	15.79
1500	859	-0.03408	0.03030	15.41	-0.02995	0.03030	14.96	-0.03408	0.05856	15.65	-0.02995	0.05734	15.14
2000	1109	-0.04565	0.04363	15.16	-0.03904	0.04363	14.61	-0.04565	0.07775	15.69	-0.03904	0.07285	15.26
2500	1359	-0.05474	0.05363	15.07	-0.04648	0.05363	14.55	-0.05474	0.10306	15.22	-0.04648	0.09122	15.02
3000	1609	-0.06962	0.07113	14.92	-0.06136	0.07113	14.74	-0.06962	0.13857	14.96	-0.06136	0.11608	15.19
3500	1859	-0.07871	0.09446	14.36	-0.06962	0.09446	14.40	-0.07871	0.18836	14.13	-0.06962	0.14959	14.61
4000	2109	-0.08697	0.11696	13.97	-0.07871	0.11696	14.16	-0.08697	0.25162	13.34	-0.07871	0.19801	14.09
4500	2359	-0.10020	0.13280	14.02	-0.08780	0.13280	14.08	-0.10020	0.32186	12.94	-0.08780	0.23409	13.67
5000	2609	-0.10346	0.15363	13.79	-0.08863	0.15363	14.06	-0.10346	0.37526	12.66	-0.08863	0.23450	13.71
5500	2859	-0.11590	0.19863	13.16	-0.09937	0.19863	14.15	-0.11590	0.44465	12.30	-0.09937	0.26154	13.73
6000	3109	-0.11921	0.31030	11.89	-0.10433	0.31030	13.85	-0.11921	0.55036	11.70	-0.10433	0.29001	13.50
6500	3359	-0.12416	0.39696	11.34	-0.11176	0.39696	13.58	-0.12416	0.63648	11.40	-0.11176	0.33001	13.26
7000	3609	-0.12582	0.48030	10.91	-0.11342	0.48030	13.48	-0.12582	0.70995	11.13	-0.11342	0.34633	13.13
8000	4109	-0.13326	0.63863	10.42	-0.12582	0.63863	13.11	-0.13326	0.86547	10.78	-0.12582	0.39656	13.01
9000	4609	-0.14152	0.77196	10.17	-0.13408	0.77196	12.87	-0.14152	1.00954	10.56	-0.13408	0.43982	12.86

表3.

表 3.		鉄型鑄物の變形 (x=100)								鉄 鋼 的 變 形 (1/100mm)														
桁 No. 4 自重 力(kg)	自重 力(kg)	1		2		3		4		a		b		I		II		III		IV		V		
		縦	横	縦	横	縦	横	縦	横	縦	横	縦	横	縦	横	縦	横	縦	横	縦	横	縦	横	
0	109	0.00274	0	0.00254	0.00283	0	0.00565	-0.00483	0	-0.00433	-0.00725	0	0.00715	0.00709	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
500	359	0.02219	0	0.02219	0.01196	0	0.01196	-0.02425	0	-0.02388	0.02254	0	0.02254	0.02235	0	0.45	0	6.1	4.9	0.1	4.8	0	0	0
1000	609	0.03520	0	0.03520	0.02030	0	0.02030	-0.02416	0	-0.02333	-0.04466	-0.00249	0	0.03717	0	97	0.2	9.5	12.5	0.6	11.9	9.2	0.2	9.0
1500	859	0.05098	0	0.05098	0.03030	0	0.03030	-0.03408	-0.00083	-0.02994	-0.05844	-0.00831	0	0.05506	0	15.3	0.6	14.5	19.9	1.0	18.9	14.8	0.7	15.9
2000	1109	0.07097	0	0.07097	0.04363	0	0.04363	-0.04565	-0.00561	-0.03954	-0.08156	-0.01448	0	0.06969	0	21.5	1.5	20.0	27.9	1.8	26.1	20.5	1.6	25.1
2500	1359	0.09129	0.00244	0.08885	0.05353	0.00283	0.05280	-0.05474	-0.00326	-0.04548	-0.10700	-0.01730	0	0.08576	0	28.5	3.0	25.5	37.0	3.8	33.2	28.1	3.0	28.1
3000	1609	0.12137	0.00975	0.11161	0.07113	0.00500	0.06513	-0.05662	-0.00236	-0.05136	-0.13194	-0.01746	0	0.10231	0	36.8	5.5	31.3	43.8	6.6	42.2	36.5	5.3	31.2
3500	1859	0.15471	0.01789	0.15487	0.09146	0.01167	0.08279	-0.07871	-0.00200	-0.05982	-0.16193	-0.02494	0	0.14499	0	48.7	8.6	40.1	64.9	11.9	63.2	62.2	11.3	56.9
4000	2109	0.18860	0.02520	0.18640	0.11696	0.01667	0.10229	-0.08937	-0.00036	-0.07851	-0.19193	-0.03237	0	0.18958	0	61.2	10.8	50.4	83.1	14.9	82.2	82.2	11.3	56.9
4500	2359	0.22995	0.03721	0.17828	0.13280	0.02183	0.11447	-0.10200	-0.00120	-0.10320	-0.22338	-0.05408	0	0.23742	0	76.0	15.7	60.3	101.7	19.9	81.8	76.5	15.0	61.5
5000	2609	0.26668	0.04829	0.17829	0.15383	0.02750	0.12613	-0.10816	-0.00193	-0.10583	-0.24416	-0.05403	0	0.29244	0	87.7	27.4	60.3	117.6	35.8	81.8	88.5	27.0	61.5
5500	2859	0.31568	0.11656	0.19943	0.19863	0.07162	0.12701	-0.11570	-0.00163	-0.09937	-0.27242	-0.08385	0	0.35444	0	101.1	33.2	68.8	136.1	43.1	101.8	114.8	33.3	68.5
6000	3109	0.36202	0.23659	0.22343	0.31030	0.16500	0.14530	-0.11921	-0.00188	-0.10493	-0.29295	-0.12342	0	0.42670	0	116.3	39.1	77.2	155.6	54.2	107.4	114.8	40.9	78.9
6500	3359	0.41568	0.35956	0.26202	0.39596	0.22833	0.18583	-0.12416	-0.00120	-0.11176	-0.32653	-0.16732	0	0.50668	0	131.6	45.0	86.6	175.8	62.1	115.5	123.3	47.4	84.9
7000	3609	0.45230	0.45230	0.27747	0.48200	0.30417	0.17613	-0.12582	-0.00120	-0.11342	-0.35350	-0.19837	0	0.58979	0	146.6	51.7	90.9	195.8	72.3	118.5	127.5	48.6	86.9
8000	4109	0.73194	0.59756	0.34438	0.63883	0.42000	0.21863	-0.13326	-0.00744	-0.12382	-0.39272	-0.24831	0	0.68932	0	172.8	72.0	103.8	234.4	97.1	158.3	176.7	75.7	101.0
9000	4609	0.91324	0.53277	0.37747	0.77196	0.52063	0.25113	-0.14152	-0.00744	-0.13408	-0.40873	-0.28023	0	0.79823	0	207.4	83.8	123.6	274.9	127.0	147.9	207.5	97.5	110.2

max P=14.0 mm, max Δ=7.109 kg/m

表5.

桁 No. 4 自重 力(kg)	1		2		3		4		a		b	
	總 變形 (mm/cm)	力(ton)	總 變形 (mm/cm)	力(ton)	總 變形 (mm/cm)	力(ton)	總 變形 (mm/cm)	力(ton)	總 變形 (mm/cm)	力(ton)	總 變形 (mm/cm)	力(ton)
0	1.7	0.00674	2.0	0.00363	1.0	0.00363	-2.0	-0.00433	-3.5	-0.00725	-3.5	0.00715
500	5.1	0.02219	6.0	0.01196	2.9	0.01196	-6.0	-0.01425	-9.0	-0.02388	-9.0	0.02254
1000	7.5	0.03520	9.5	0.02030	4.7	0.02030	-9.1	-0.02333	-14.9	-0.04517	-14.2	0.03717
1500	10.5	0.05098	13.6	0.03030	6.6	0.03030	-12.2	-0.02995	-19.7	-0.06045	-18.5	0.05587
2000	13.7	0.07097	17.7	0.04196	8.6	0.04196	-15.1	-0.03904	-24.6	-0.08265	-22.4	0.08174
2500	17.2	0.08885	22.2	0.05280	10.5	0.05280	-17.0	-0.04646	-31.4	-0.10700	-27.6	0.10715
3000	21.2	0.11161	27.2	0.06613	13.7	0.06613	-20.7	-0.06136	-38.6	-0.13194	-35.3	0.14240
3500	25.7	0.13682	33.7	0.08297	17.6	0.08297	-22.8	-0.06982	-47.1	-0.16353	-42.1	0.19156
4000	30.7	0.16560	40.7	0.10029	20.7	0.10029	-25.3	-0.07871	-53.6	-0.18436	-49.2	0.23887
4500	35.8	0.20999	47.8	0.12380	24.7	0.12380	-29.3	-0.08780	-61.4	-0.22338	-55.1	0.29244
5000	40.9	0.26658	54.9	0.15363	28.7	0.15363	-31.8	-0.08863	-69.6	-0.24416	-62.4	0.35444
5500	45.9	0.31568	61.9	0.18942	32.7	0.18942	-34.8	-0.08863	-78.0	-0.27242	-70.0	0.42670
6000	50.9	0.36202	68.9	0.23030	36.7	0.23030	-36.4	-0.10433	-86.5	-0.29985	-81.5	0.50668
6500	55.9	0.41568	75.9	0.26202	40.7	0.26202	-38.4	-0.11176	-94.9	-0.32653	-86.5	0.58979
7000	60.9	0.45230	82.9	0.29747	44.7	0.29747	-40.4	-0.11342	-103.3	-0.35350	-91.5	0.68932
8000	65.9	0.73194	93.9	0.33438	48.7	0.33438	-42.4	-0.12582	-111.7	-0.38979	-99.5	0.80937
9000	70.9	0.91324	104.9	0.37747	52.7	0.37747	-44.4	-0.13408	-120.1	-0.40873	-107.7	0.95823

鉄板柱筋の變形及び應力

筋の変形(a),(b)を基礎として圧力側上縁から中立軸までの距離 x を計算して表-4に示す。又コンクリート及鉄筋の変形に相當する応力をコンクリートの応力変形図(図-2)及 $E_s=2100000\text{kg/cm}^2$ を利用して求むれば表-5に示すようである。今表-3~5を利用して次の事項を推論したいと思ふ。

1. 中立軸位置の移動 中立軸の移動は表-4に示すやうに、その上縁よりの距離 x の値を以て知ることが出来る。図-4はコンクリートのTensometer(3)と(2)との總変形を基とし、又Tensometer(3)と鉄筋の(a),(b)平均との總変形を基として、桁に作用する荷重と中立軸の位置(x)との關係を示したものである。之に依れば彎曲の初期に於て中立軸は中心線の下にあり、荷重の加はるに従つて順次上方に昇る。而してこの2つの曲線の内何れを正しとするかは彎曲の初期にはコンクリートの変形(2)を基とし彎曲が進めば鉄筋の変形(a),(b)に依るべきものである。

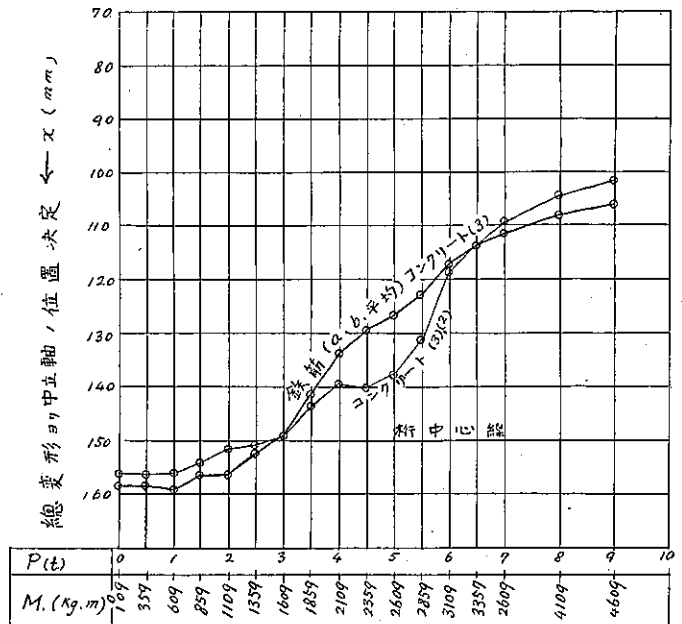
2. 桁断面に於けるコンクリートの応力分布 桁の中央断面に於て荷重の各階段に對してコンクリートに生ずる応力の分布は表-4,5から、又その中間の點に付てはコンクリートの応力変形図(図-2)から求めて、之を圖-5(a)~(f)に示した。但しこの図に於ける中立軸の位置 x はTensometer(3)と鉄筋(a),(b)との總変形を基として決定せられたものである。図に於て荷重 $P=1.0, 2.0, 2.5\text{t}$ は彎曲第1期(I)に屬し、 $P=3\text{t}$ に於て張力側にコンクリートの破壊強度(207kg/cm^2)を超過して龜裂が入ることとなるから、彎曲第2期(IIa)は $P=2.5\text{t}$ と $P=3.0\text{t}$ との間にある。荷重 $P=3.6, 9\text{t}$ は彎曲第2期(IIb)に屬し、これ以上となれば中立軸は益々上昇してコンクリートは單に圧力の方に耐へ、鉄筋の応力は降伏點に達し、桁は彎曲第3期に入る。

即ち圖-5(a) $M=609\text{kgm}$, $x=15.96\text{cm}$, $\sigma_{cc}=16.9\text{kg/cm}^2$, $\sigma_{cs}=8.5\text{kg/cm}^2$, (b)は $M=1109\text{kgm}$, $x=15.69\text{cm}$, $\sigma_{cc}=$

29.3kg/cm^2 , $\sigma_{cs}=15.0\text{kg/cm}^2$, (c)は $M=1359\text{kgm}$, $x=15.22\text{cm}$, $\sigma_{cc}=33.0\text{kg/cm}^2$, $\sigma_{cs}=20.0\text{kg/cm}^2$ なることを示す。(d)は $M=1609\text{kgm}$, $x=14.96\text{cm}$ となり、中立軸は中心線より上側に昇り、張力側に於てコンクリートの抗張強度 20.7kg/cm^2 を超過し、この時 $\sigma_c=44.2\text{kg/cm}^2$ となる。故にこの例に於てコンクリートの圧応力が約 44kg/cm^2 以上となれば張力側に龜裂の入ることを知る。以下荷重の増加と共に中立軸の位置は益々上昇し、コンクリートの龜裂は深く且つ廣くなる。(e)にて $M=3109\text{kgm}$, $x=11.70\text{cm}$, $\sigma_{cc}=92.2\text{kg/cm}^2$ 又(f)にて $M=4609\text{kgm}$, $x=10.56\text{cm}$, $\sigma_{cc}=120.3\text{kg/cm}^2$ となる。而してこのコンクリートの圧応力 120.3kg/cm^2 はコンクリートの抗圧強度 246.4kg/cm^2 に比して尙多くの餘裕がある。

次に桁側面に於けるコンクリートの変形(3)と鉄筋の変形(a),(b)の平均とを基礎として、荷重の増加と共に

圖-4.

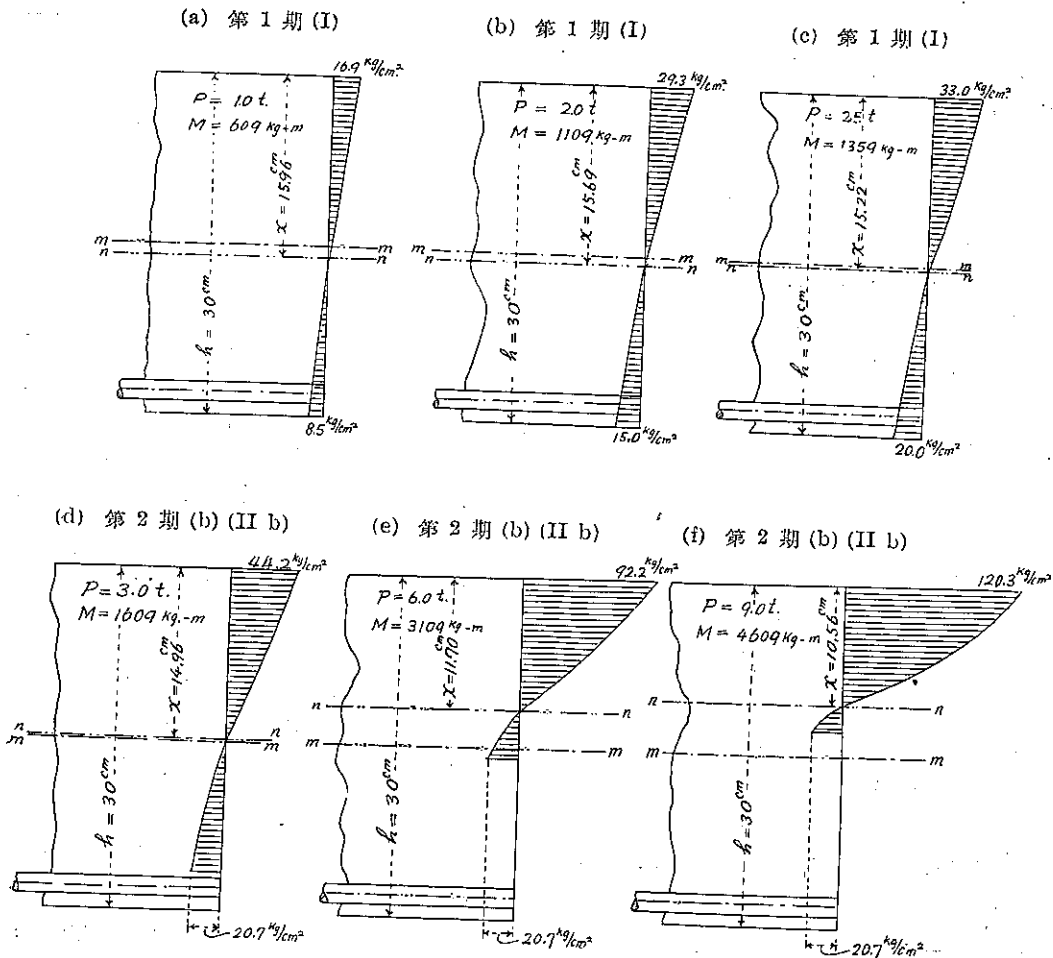


中立軸の位置が移動する状況並に断面に生ずる応力分布を綜合して図示すれば 図-6 に示すやうである。

3. 桁の撓度 桁の撓度は支間の中央 2m に付いて 50cm 毎に 1/100mm 讀 Ames dialgauge を取付けて測定せられた。その結果は 表-3 に示すやうである。図-7 は桁の彎曲力率図と撓度との關係を示し、又 図-8 は支間 2m の中點に於ける撓度が荷重と共に増加する状態を示したものである。図に示すやうに中點の總撓度と荷重との關係は比較的滑かなる曲線を爲してゐる。荷重 $P=2.0t$ 即ち $M=1109\text{ kgm}$ までは残留撓度少く $P=4.5t$ 即ち $M=2359\text{ kgm}$ より残留撓度が著しく増加することを知る。 $P=2.0t$ に於ける總撓度は支間 2m に付 27.9/100mm にして支間の 0.14/1000 に當る。同様に $P=2.5t$ に對し 0.19/1000, $P=3.0t$ に對し 0.24/1000 $P=4.0t$ に對し 0.42/1000, $P=5.0t$ に對し 0.59/1000 の撓度がある。

次に桁試験彎曲第 1 期中に於ける桁の撓度からコンクリートの弾性係数を計算することが出来る。桁断面の中立軸の位置 (x) 及断面 2 次率 (I) を見出すに、弾性比 $n=10$ と假定する。又コンクリートの張力を考慮してコンクリートの全断面が有効に作用するものとする。かく初めに $n=10$ とすることは、後に見出すべき弾性係數よ

図-5.



りの n と多少異なるも n の値は鉄筋の断面積を n 倍することに用ひるのみであるから、コンクリートの弾性係数 E_c を計算するに影響比較的小である。コンクリートの圧力及張力に対する弾性係数を等しいとして、中立軸の上縁からの距離 x は

$$x = \frac{25 \times 30 \times 15 + 10 \times 8.04 \times 28}{25 \times 30 + 10 \times 8.04} = 16.26 \text{ cm}$$

となる。又この軸に關する断面 2 次率 ($I_t = \text{transformed moment of inertia}$) は次のやうである。

$$I_t = (1/3) \times 25 \times 16 \times 26^3 + (1/3) \times 25 \times 15.74^3 + 10 \times 8.04 \times 11.74^2 = 68\,537 \text{ cm}^4$$

今剪断力が影響せざる桁中央 1 m を支間と考へ彎曲力率から生ずる撓度 δ_m は力率荷重面の高さを m とすれば、次式から計算することが出来る。

$$\delta_m = \frac{1}{8} \frac{m l^2}{E_c I_t}$$

従つて $E_c = \frac{1}{8} \frac{m l^2}{\delta_m I_t}$ となる。これを計算すれば表-6 に示す通りである。

図-6. 桁 No. 4 總変形により決定せる中立軸の移動

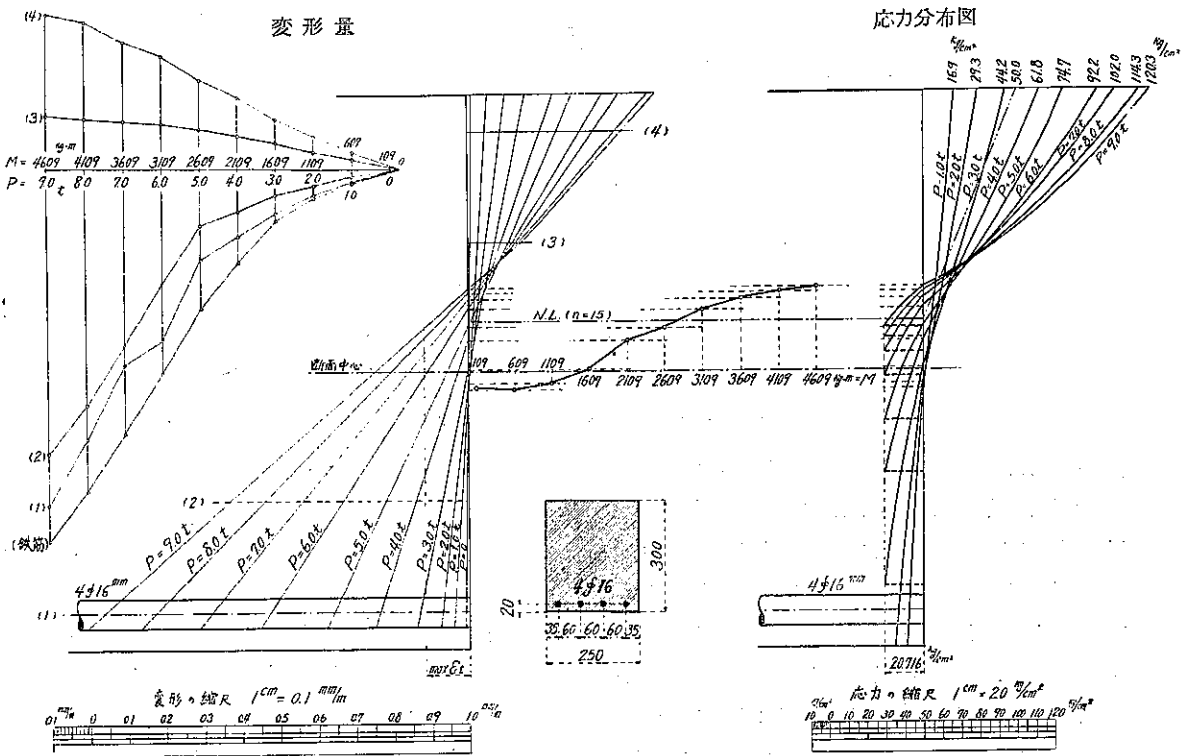


図-7.

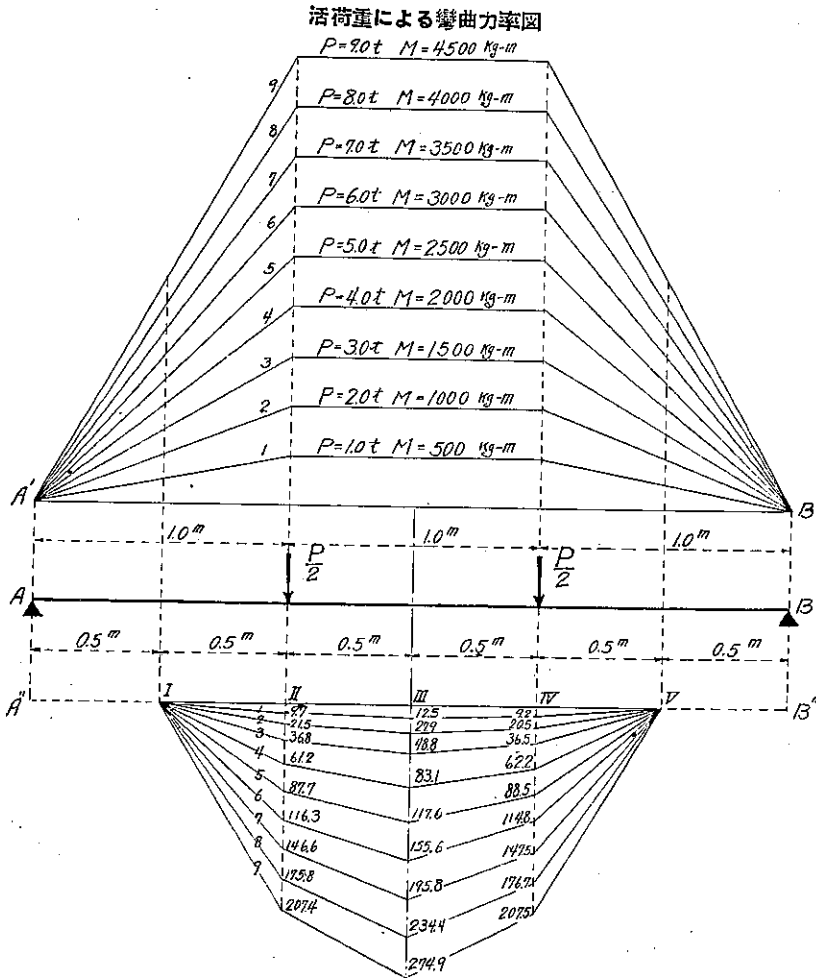


表-6 に示すやうに桁試験から見出したコンクリ

表-6.

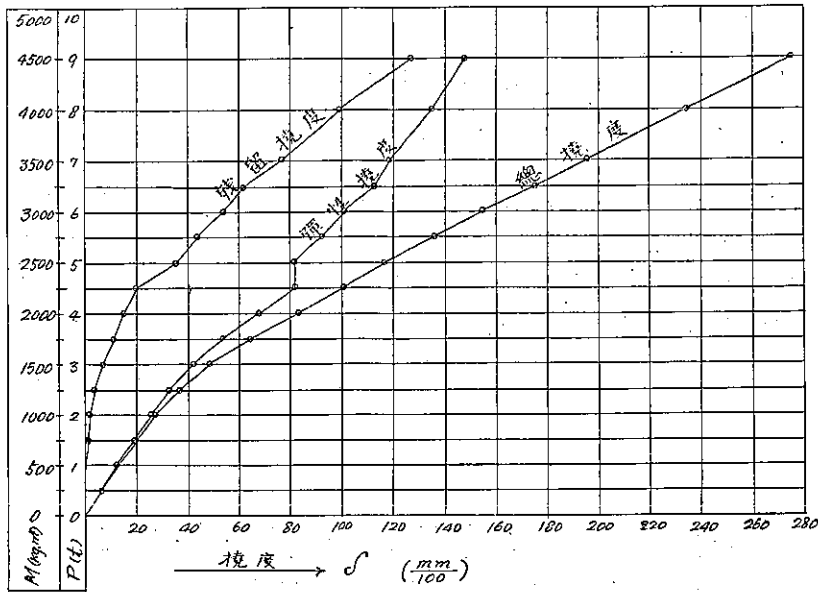
ートの弾性係数は 表-1, 2 に示す円礫の圧力或は張力試験から見出したものに略々一致する。又弾性比 n の値も桁の安全負荷力附近にて $n=8$ であつて、

$P(t)$	$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	$m(\text{kg/cm}^2)$	$b \cdot m^2 / I_c (\text{kg/cm}^2)$	$\delta_m(\text{mm}/100)$	$E_c (\text{kg/cm}^2)$	n	σ_m / E_c
0.5	-10.3	250 000 000	455.95	1.40	325 700	6.45	$3.07 \cdot 10^{-4}$
1.0	-16.9	500 000 000	911.90	3.05	299 000	7.02	3.24
1.5	-22.6	750 000 000	1 367.85	4.85	282 000	7.45	3.55
2.0	-29.3	1 000 000 000	1 823.80	6.90	264 300	7.95	3.78
2.5	-37.9	1 250 000 000	2 279.75	8.70	262 000	8.02	3.82
3.0	-44.2	1 500 000 000	2 735.70	12.20	224 200	9.37	4.46

安全側に考ふれば $n=10$ と採ることは妥當である。換言すれば鉄筋コンクリート桁の撓度を求めるには $E_c=210 000 \text{ kg/cm}^2$, $n=10$ に採り、又 $I_c=I_0+nI_s$ を用ひて均質材料に對する方法に従つて計算するも差支へないことを知る。尚上表中 σ_c は桁中央断面に於けるコンクリートの縁応力を示す。

4. 桁の安全負荷力 桁 No. 4 の試験に於て、荷重 $P=3.5t$ 位の所に肉眼で毛状龜裂を初めて認めたが、図-5(c),(d) から見るやうにコンクリートの抗張強度を 20.7 kg/cm^2 に採れば $P=2.5t$ と $P=3.0t$ との間にて當初龜裂が起るものと推定することが出来る。安全負荷力としてこれより稍々小である $P=2.0t$ 即ち $M=1 109 \text{ kgm}$ を採るを適當と思はれる。この際桁の最大負荷力は $P=14.0t$ なれば安全率は 7 である。

図-8.



3. 結 論

撓度及不静定値の計算には弾性比 n の値として 10 を採ることは正しい。この際コンクリートの張力を無視することなく桁の全断面を考へる。その理由は 3. 桁の撓度 に就て説明した通りである。

桁断面に生ずる応力を計算するには安全負荷力を基礎とし $n=10$ 、コンクリートの全断面を考へて、コンクリートの張応力を檢算すべし。而してコンクリートの抗張強度は極めて不確實のものであるが、桁全体の強度に對する安全率を考へて、その許容応力として 20 kg/cm^2 まで採り得る。今 $M=1000 \text{ kgm}$ を與へて $n=10$ 、コンクリートの全断面を考へて断面に生ずる応力を計算すれば次のやうである。

$$x = 16.26 \text{ cm} \quad I = 68537 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{cc} = \frac{100000 \times 16.26}{68537} = 23.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = 23.7 \frac{13.74}{16.26} = 20.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 10 \times 23.7 \frac{11.74}{16.26} = 171 \text{ kg/cm}^2$$

となる。この際安全率は試験桁にて 7 であるが、桁の材齢が 4 週間であれば安全率は約 5 となるものと推定する。唯こゝにコンクリートの許容張応力としてその抗張強度に等しい程大なるものに採ることは不合理のやうであるが、桁全体としての強度から考へたためである。

次に普通の計算法即ちコンクリートの張力を無視し $n=15$ に採る場合に於ても鉄筋量 1% 程度の桁に對してはコンクリートの許容応力として $\sigma_{ca} = 30 \sim 35 \text{ kg/cm}^2$ を超ゆるべからず、何んとなればこの程度に制限すれば張力側に龜裂を生じないからである。

今普通の計算法に従つて $n=15$ 、 $\sigma_{ca} = 30 \text{ kg/cm}^2$ に採り $M=1000 \text{ kgm}$ に對し断面に生ずる応力を計算すれば

次のやうである。

$$x = 12.30 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx(d-x/3)} = \frac{2 \times 100\,000}{25 \times 12.30 \times 23.9} = 27.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \frac{\sigma_c(d-x)}{x} = 15 \frac{27.21 \times 15.70}{12.30} = 521 \text{ kg/cm}^2$$

土木學會鉄筋コンクリート示方書にあるやうに、材齡 28 日に於けるコンクリートの抗圧強度を安全率 3 で割つたものをコンクリートの許容応力に採ることは、即ち $\sigma_{ca} = \sigma_{28}/3$ とすることは桁の張力側の龜裂を考ふれば許容し能はざることである。かくの如く鉄筋コンクリート桁に於てはコンクリートの抗圧強度を充分に利用し能はざる場合が多い。故に上に述べた特別の意味を以て安全率を 5 に選びて $\sigma_{ca} = \sigma_{28}/5$ とすることが適當ならん。

尙本實驗は日本學術振興會より補助金を得て施行したもにして、實驗開始後 1 年を経過し得たる結果をこゝに記述したものである。

諸外國に於ける施薬枕木の機械的處理に就て

(昭和 13 年 7 月 16 日土木學會第 2 同年次學術講演會に於て)

會員 兒島重次郎*

1. 緒言

今日歐米鐵道界に限なく普及して居る、施薬枕木長壽方策中極めて重要な意義を有する施薬前の機械的準備處理の現況に就て、實見した處を述べるものであるが、特に米國斯界一般識者に於て多年研究實驗の結果、次の如き現行處理法を以て満足なものと見做されて居るから、之に就き説明する。

2. 米國鐵道枕木施薬前加工仕様書

米國鐵道工務方面の唯一の總的研究機關にして、且つ有力なる指導勢力を持つ A. R. E. A. が 1936 年 3 月北米シカゴ市に開催の大會(年期大會にして筆者は臨席傍聴の好遇を享けた)に於て、同協會編纂に係る Manual (吾が法規抄類似のものにして、米國鐵道工務係にとつては唯一の基本的執務典範となつてゐる) 中、施薬枕木に對し、施薬前に施すべき加工仕様書を次の如く改正を決議したものである。

施薬前加工仕様書

總則：木材防腐業者は註文者の要求に依り乾燥作業を終了したる木材に對し次の仕様に依り防腐劑注入前に割正、作溝、穿孔、鑿目、端整、標記の各作業を行ふべし。

第 1 章 割正作業

第 1 條 割正作業はタイプレートの座面を充分平滑に削り取るものとし枕木幅の全面に亙り深さは必要の最少限に止むべし。但し転輻器枕木等にして上面又は底面に於て厚さを加減する必要がある場合は此の限りに非ず。

第 2 條 割正作業は枕木の兩端に對し同一平面にある様削り取るものとし其の深さは兩端より直線定規を出した場

* 鐵道技師 工学士 鐵道省工務局保線課勤務