

V—17 ダム嵩上げ時における新旧コンクリート打継目部の応力と強度について

日本工営札幌支店 正員 越 智 法 義
 " 正員 真 柴 純 治
 北海道大学工学部 正員 林 川 俊 郎
 " 正員 角 田 興 史雄

1. まえがき

既設の重力式ダムを嵩上げする場合は、旧堤体の下流面に新コンクリートを平行に打設する平行嵩上げ方式が採用される例が多い。その嵩上げ工事において一般には、貯水池の水位は低下させた状態で施工が実施されるが、工事期間中においてもつねに既存ダム機能を維持しなければならないような条件下にあるダムでは、施工時水位が変動する状態で嵩上げ工事を実施することになる。その場合、貯水位が高い時に打設されて硬化した新コンクリートには貯水位が低下すると旧堤体が上流側に変位するので引張応力が発生する。特に、新旧コンクリートの打継目部は強度の低下が予想されるので、引張ゾーンにおける打継目部の強度評価方法について検討しておく必要がある。

本文は、まず貯水位変動下で既設ダムを平行嵩上げする場合に新旧コンクリート打継目部の応力がどのような状態になるかをモデル計算で示し、次に室内で作製した供試体を用いて新旧コンクリート打継目部の引張剪断試験を行って打継目部の強度を調べ、その強度曲線により打継目部の強度を評価しようとした1例を報告するものである。

2. 嵩上げダムの応力

2. 1 モデル計算上のダム諸元

嵩上げダムの新旧コンクリート打継目部の応力場を調べるためにモデル計算上以下のような諸元を設定した。

既設ダム高; 62.0m

嵩上げ高 ; 10.0m

既設ダムの下流面勾配; 1 : 0.77

新堤体の下流面勾配 ; 1 : 0.90

年間水位変動; 最大29.0m

コンクリートの弾性係数; 250000 kgf/cm^2 (新, 旧とも) 岩盤の弾性係数;
 70000 kgf/cm^2

ポアソン比; 0.2 (コンクリート, 岩盤とも)

2. 2 計算方法

嵩上げ工事期間は 3.5 年を要するものとし、嵩上げコンクリートの打設リフトスケジュールと図-2 に示すような水位変動を関連づけて、構造モデルと荷重条件を概略設定し、F.E.M によりstep計算を行った。図-1 は貯水池水位が下降するシーズンにあるときの嵩上げ状態を示したものである。

工事期間中の新コンクリートの応力を求めることが目的であるから、外力は水位変動による水圧とコンクリートの自重のみを考慮した。打継目部の応

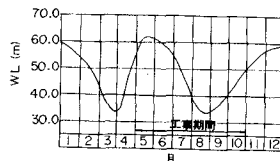
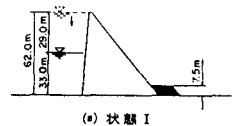


図-2 貯水池水位



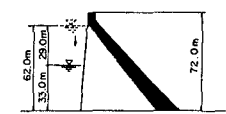
(a) 状態 I



(b) 状態 II



(c) 状態 III



(d) 完成状態

図-1 水位下降時の嵩上げ状態

Stresses and strength at construction joint between new and old concrete at the time of dam raising by Noriyoshi Ochi, Junji Mashiba, Toshiro Hayashikawa and Yoshio Kakuta.

力は新コンクリート側の要素応力を打継面に座標変換して求めた。

また、新コンクリートの水和熱による温度の影響を考慮する必要があるが、ここでは簡略化して嵩上げ状態Ⅱを例に図-4に示すような温度差分布を仮定し、この温度分布（最高5℃差）が降下する条件として温度応力を計算した。

2. 3 新旧コンクリート打継目部の応力

表-2に、嵩上げコンクリートの最大引張応力と打継面の応力履歴を示す。図-3は嵩上げ状態がⅢまで進化したときの水位低下時の堤体の主応力図を示したものである。

図-3中のA部の応力は嵩上げ状態Ⅰにおいて水位低下を生じた時の引張応力（表-1中Step3、-8.7kgf/cm²）が嵩上げ終了近くになっても依然として引張応力（-7.5kgf/cm²）の状態で残留しており、水位が上昇してもこの引張応力は解消されていない。打継面での応力状態をみると、状態Ⅱの水位低下時で垂直応力が-2.0kgf/cm²剪断応力が4.2kgf/cm²の引張・剪断の応力場となっており、この応力場が水位上昇時でも嵩上げ終了まで変らない状態となっている。B部も同様の傾向である。嵩上げ状態Ⅱで温度応力を仮に加算してみるとB部で表-2のような応力値となる。新コンクリートの温度応力により、水位低下時と同様に打継面には引張・剪断応力が発生し、それが加算されて引張応力-4.6kgf/cm²、剪断応力4.8kgf/cm²と応力値が増加する結果となる。

以上より、水位低下時に施工された嵩上げコンクリートは引張応力が生じ、打継面では引張・剪断の応力場となることが解った。本計算は実ダムについての厳密な応力計算ではないが、新旧コンクリート打継目部は強度上の弱点になると考えられるので、とくに引張応力場であることから強度評価をする上でその応力状態について傾向を調べたものである。

3. 引張・剪断試験

3. 1 試験概要

新旧コンクリートの打継目の引張・剪断強度を調べる目的で次の2種類の試験を行った。

実験Ⅰ……打継目の角度θを変数としたコンクリートブロック供試体の引張試験

実験Ⅱ……打継目の角度θ=0°としたコンクリートブロック供試体の直接剪断試験

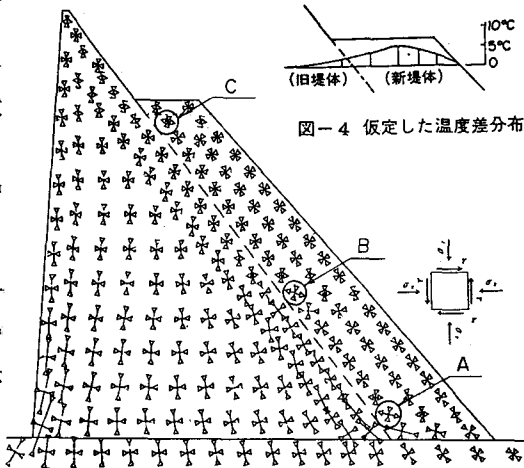


図-4 仮定した温度差分布

図-3 嵩上げ状態Ⅲの主応力

表-1 応力履歴

step	貯水位 WL (m)	主 応 力 (kgf/cm ²)		打継面の応力 (kgf/cm ²)				施工年次
		A 部	B 部	A 部		B 部		
				σ	τ	σ	τ	
1	62	0.0	—	0.0	0.0	—	—	1年目
2	62 → 50	-5.9	—	-1.9	2.8	—	—	
3	50 → 33	-8.7	—	-2.0	4.2	—	—	
4	33 → 62	-5.0	—	-1.3	3.7	—	—	2年目
5	62 → 50	-6.6	-4.9	-1.4	4.3	-1.5	2.3	
6	62 → 33	-8.0	-6.9	-1.6	4.7	-1.4	3.4	
7	33 → 62	-4.9	-3.4	-1.2	4.3	-1.0	3.3	3年目
8	62 → 50	-6.2	-4.8	-1.4	4.6	-0.9	3.6	
9	50 → 33	-7.5	-6.0	-1.6	4.9	-0.9	4.0	
10	33 → 62	-4.7	-3.5	-1.1	4.3	-0.9	3.3	4年目

表-2 B部合成応力 (step 6 時)

	最大引張応力 σ (kgf/cm ²)	打 継 面 の 応 力	
	σ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)	
温度応力	-5.5	-3.0	2.5
合成応力	-10.2	-4.6	4.8

表-3 コンクリートの配合

種 別	セメント の 種 類	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の 範 囲 (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位水量 W (kg/m ³)
旧コンクリート	早強ポルトランドセメント	15	8±2	56	45	175
新コンクリート	早強ポルトランドセメント	15	8±2	47	45	175

打継目の表面処理には次の2種類とした。

Cシリーズ……表面のレイトランスを除去し、チッピングを行う。

Mシリーズ……表面のレイトランスを除去し、モルタルを薄く塗布する。

コンクリート供試体は、試験の便宜上早強セメントを使用して作製した。また、コンクリート強度はダムコンクリートでは通常は200kgf/cm²～300kgf/cm²程度であるが本試験では引張領域の小さい応力を取扱うので、試験誤差の度合を減ずる目的で目標強度を300kgf/cm²に設定した。

3. 2 試験方法

(1)供試体の作製

供試体は、旧コンクリートは打設後
 湿潤養生7日とし、3日放置後新コン

クリートを打継いで養生4日とした。実験Ⅰの供試体は図-5に示すように、新旧コンクリートとも4本のネジ切り付異形鉄筋(SD35D13)を埋め込み、両端に鋼板をボルト締めた。実験Ⅱの供試体は、旧コンクリートを両側に14cmの間隔をあけて中間に新コンクリートを打設した。新旧コンクリートの打設手順を図-7、8に示す。供試体の形状寸法は図-6に示す。コンクリートの配合を表-3に、コンクリート強度を表-4に示す。Mシリーズのモルタルは重量比でW:C:Sを0.4:1:2とした。

(2)荷重方法

荷重試験は、100tonfおよび50tonf万能試験機を用いて行った。実験Ⅰの引張試験では偏心荷重が生じないように供試体の両端に2ヒンジ治具を設置して荷重した。実験Ⅱでは、2ヶ所の打継目に直接せん断力が作用するように荷重した。実験装置をそれぞれ図-9、10に示す。

3. 3 試験結果と考察

荷重試験の結果は、すべての供試体が新旧コンクリートの打継面で破断した。実験Ⅰ(引張試験)、実験Ⅱ(直接剪断試験)における破断荷重および打継面の破断応力をそれぞれ表-5、表-6に示す。実験Ⅰにおける打継面の強度は次式により算定した。

$$\sigma = P \cdot \cos^2 \theta / a_0 \quad \text{-----(1)}$$

$$\tau = P \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta / a_0 \quad \text{-----(2)}$$

ここに、P:破断荷重(kgf)、 θ
 :打継目角度、 a_0 :供試体の断面積(cm²)

実験Ⅱの剪断強度は $\tau_0 = P / 2 a_0$ で求めた。表-5、表-6の平均応力値を供試体の圧縮強度(ここでは新コン

表-4 コンクリート強度

	圧縮強度 f'_c (kgf/cm ²)	引張強度 f'_t (kgf/cm ²)
旧コンクリート	272	24
新コンクリート	330	28

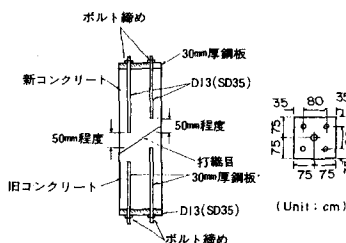


図-5 供試体外観(実験Ⅰ)

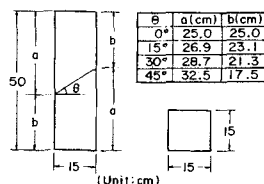


図-6 供試体の形状寸法

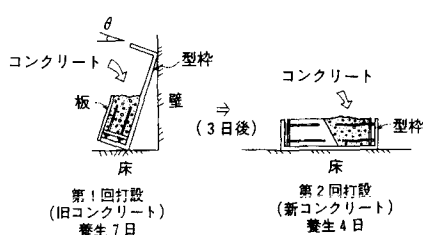


図-7 新旧コンクリートの打設手順(実験Ⅰ)

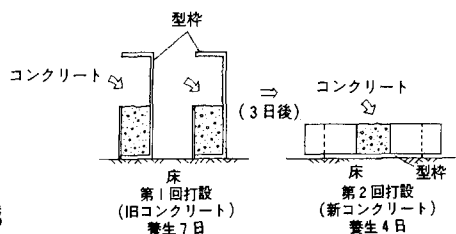


図-8 新旧コンクリートの打設手順(実験Ⅱ)

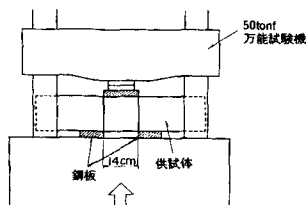


図-10 実験Ⅱの荷重装置

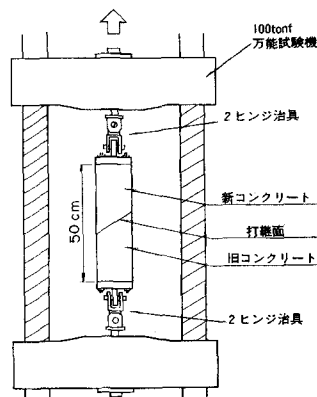


図-9 実験Ⅰの荷重装置

リート)で除して、無次元化してMohrの応力円で表示した結果を図-11に示す。 σ 軸に着目するとCシリーズでは打継目角 θ が 15° 、 30° のとき σ 値が $\theta=0^\circ$ のときの純引張りの σ 値より代数値で大きい結果となっており、Mシリーズの $\theta=30^\circ$ の場合も同様の傾向を示している。これは実験誤差かどうかはさらに試験数を重ねてみなければ断定できないが、打継面が一様な平面でなく不規則な面を有する引張・剪断応力場ではみかけ上の引張強度が増加すること考えられる。以下、Cシリーズについて記述する。剪断強度は直接剪断試験では無次元 $\tau_o=0.082$ で、表-4から求めた $\tau_c=(1/2\sqrt{f'_t/f'_c})=0.140$ の58%である。純引張強度は無次元 $\sigma_o=0.036$ で、打継面のないコンクリートの引張強度(表-4の f'_t)の約約50%になっている。

図-11を引張領域における強度曲線として表示すると図-12が得られる。図-12中の円Oは表-2の合成応力を無次元化($f'_c=210$ kgf/cm²)してMohr円表示したものである。(図示の都合上 τ の符号は逆転させている。)この応力の延長線で強度曲線を切る点がこの応力の破断に対する概略の安全率(η)を与えるものとみなすことができよう。この場合安全率 $\eta=b/a=2.3$ となっている。

4. あとがき

本文は、主題に対して未だ十分なデータを与えるものではなく、引き続き検討する予定である。本例のような嵩上げダムの内部応力についてはさらに実施に即した計算をすすめること、新旧コンクリート打継目部の引張・剪断

試験に関しては試験数を重ねるとともに、供試体強度との関連、打継目処理方法との関連、さらに試験方法について検討するものであり、今後の報告の機会を得たいと考えている。

謝 辞；本文をまとめるに当たり、石狩川開発建設部・幾春別川ダム調査事業所の堀内宏所長、山下彰司係長、葛西正喜係長および日本工営札幌支店篠田洋明課長には貴重な助言をいただいた。また北海道大学工学部土木工学科の古内仁助手、木村勉技官には終始実験を担当していただいた。ここに謝意を表する。

(参考文献)

- (1)渡辺、大橋、今井、斉藤；ダム嵩上げにおけるコンクリートの打継ぎに関する実験的研究、局技第30回。
- (2)内田、東側；重力ダムの嵩上げに伴う新旧コンクリート境界面に関する検討、大ダムNo.93(1980)。

表-5 破壊荷重および打継目強度 (実験I)

θ	No	破壊荷重 (kgf)		打継目強度 (kgf/cm ²)			
		Cシリーズ	Mシリーズ	Cシリーズ		Mシリーズ	
				σ	τ	σ	τ
0°	1	2 460	1 850	-10.9	0	-8.22	0
	2	2 760	1 900	-12.3	0	-8.44	0
	3	2 820	2 150	-12.5	0	-9.56	0
	平均	2 680	1 967	-11.9	0	-8.74	0
15°	4	2 900	1 760	-12.0	3.22	-7.80	1.96
	5	3 840	1 600	-15.9	4.27	-6.63	1.78
	6	—	1 960	—	—	-8.13	2.11
	平均	3 370	1 773	-14.0	3.74	-7.35	1.97
30°	7	4 140	2 380	-18.8	7.97	-9.93	5.74
	8	4 100	3 500	-18.7	7.89	-11.7	6.74
	9	4 980	3 500	-16.6	9.58	-11.7	6.74
	平均	4 407	3 527	-14.7	8.48	-11.1	6.40
45°	10	5 260	3 890	-11.7	11.7	-8.38	8.64
	11	—	4 500	—	—	-10.0	10.0
	12	5 200	3 770	-11.6	11.6	-8.38	8.38
	平均	5 230	4 053	-11.6	11.6	-9.01	9.01

表-6 破壊荷重および打継目強度 (実験II)

θ	No	破壊荷重 (kgf)		打継目強度 (kgf/cm ²)	
		Cシリーズ	Mシリーズ	Cシリーズ	Mシリーズ
				τ_o	τ_o
90°	1	14,000	10,800	27.2	21.0
	2	—	16,300	—	31.7
	平均	14,000	13,550	27.2	26.4

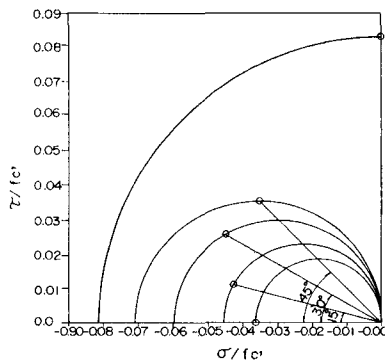


図-11 破断応力のMohr円表示(Cシリーズ)

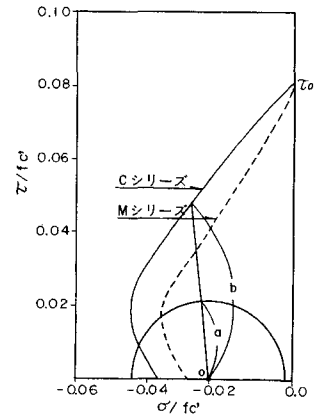


図-12 強度曲線