

Таблица 3 – Результаты экономической эффективности от применения метода усиления

Показатели	Ед. изм.	I серия	II серия
Прямые затраты	(руб.)	115,1	97,38
2. Накладные расходы:			
основная заработная плата	(руб.)	38,1	32,82
трудоемкость	(руб.)	32,1	27,5
3. Расчетная себестоимость	(руб.)	185,3	157,7

На основании результатов экспериментальных исследований выявлена эффективность использования высокопрочной арматуры в качестве дополнительной при усилении. Экономия от применения высокопрочной арматуры составляет 15,4 % материала.

УДК 691.328-462.001.24

Шепелевич Н.И., Коноплицкий А.Л.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ПОДЗЕМНЫХ КАНАЛОВ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

### ВВЕДЕНИЕ

В УП «Институт БелНИИС» выполнены комплексные исследования по разработке новых и совершенствованию существующих конструктивных решений подземных тоннелей и каналов и совершенствованию методов их расчета. Установлено, что существующие расчетные методики данных сооружений практически не учитывают взаимодействие элементов данных сооружений с окружающим грунтовым массивом в процессе их деформирования при нагружении [1-2].

Цель исследований – разработка новых расчетных моделей подземных тоннелей и каналов применительно к использованию существующих программных расчетных комплексов и экспериментальная их проверка.

### 1. ФОРМИРОВАНИЕ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ПОДЗЕМНОГО КАНАЛА

Учитывая геометрические параметры данных сооружений и глубину заложения (не менее 1 м) с достаточной степенью точности можно принять, что элементы тоннеля находятся в условиях плоской деформации. Данное положение существенно (не менее чем на порядок) упрощает решение данной задачи, т.е. достаточно применять плоские расчетные модели, сформированные из стержневых и плоских конечных элементов.

На рис. 1 представлены расчетные модели, использованные для расчета подземных каналов из сборных железобетонных элементов лоткового типа 1 и плоских плит перекрытия 2 и днища 3.

Элементы каналов (лотки и плиты) формируются стержневыми конечными элементами с заданной жесткостью на растяжение-сжатие, изгиб и срез. Окружающий грунтовый массив генерируется сеткой из плоских четырехугольных и треугольных конечных элементов типа «plate» с деформационными характеристиками, соответствующими деформационным характеристикам окружающего грунтового массива. При этом деформационные характеристики грунта засыпки в зоне пазух 4 задаются с учетом требуемой (по проекту) степени уплотнения, и элементы данной области обладают собственным весом. Контакт элементов сооружения с окружающим грунтовым массивом моделируется с использованием стержневых конечных элементов малой длины, передающих только сжимающие усилия.

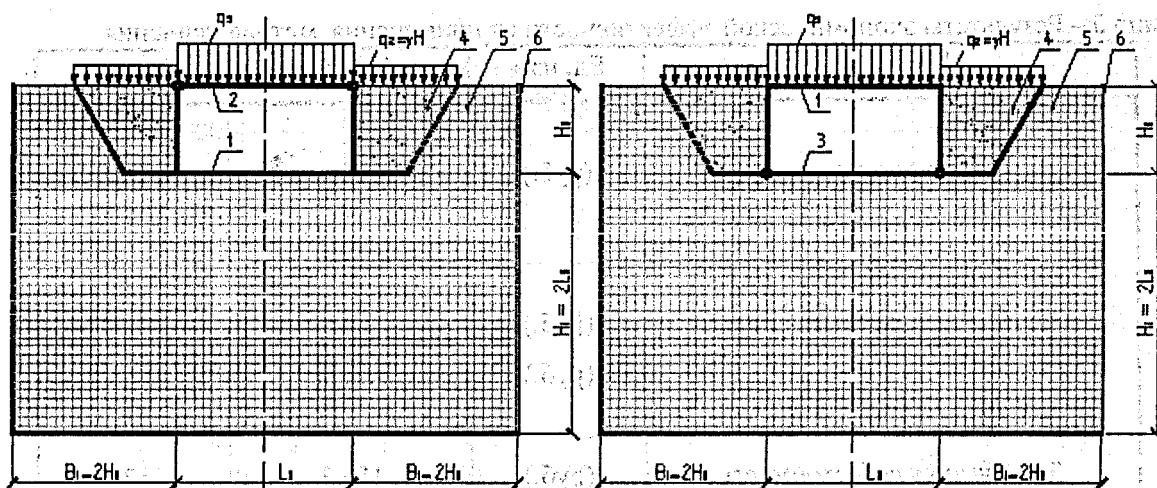


Рисунок 1 – Расчетные модели подземных каналов из сборного железобетона

Грунт ненарушенной структуры (за пределами траншеи) представляется изотропной средой, имеющей повышенные жесткостные характеристики, в сравнении с грунтом засыпки. Для разделения указанных областей грунтового массива используется специальная прослойка из элементов с конечной сдвиговой жесткостью.

Внешняя нагрузка (давление грунта засыпки и временная нагрузка на поверхности земли) представляется в виде равномерных вертикальных давлений  $q_2$  и  $q_3$ , приложенных к перекрытию канала и к области грунта в зоне пазах траншеи. Значения вертикальных нагрузок  $q_2$  и  $q_3$  определяются по традиционным методикам. Границы расчетной области рекомендуется принимать не менее представленных на рис. 1.

Расчеты показывают, что значения изгибающих моментов, возникающих в стенках элементов каналов, полученные при расчете по предложенной методике, на 15...25% меньше соответствующих значений, полученных по традиционной методике. Для подтверждения достоверности и эффективности разработанных расчетных моделей были выполнены экспериментальные исследования на фрагментах (длинной 3 м) подземных каналов.

## 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ФРАГМЕНТОВ КАНАЛОВ

Для изготовления фрагментов каналов использованы железобетонные лотковые элементы типа Л7.15.30 по серии БЗ.006.1-1.03, плита перекрытия П11 и плита днища П11А по серии 3.006.1-2, рассчитанные на эквивалентную нагрузку 80 кПа. Лотки и плиты изготовлены из тяжелого бетона класса  $C^{20}/_{25}$ . Средняя прочность бетона на день испытаний, определенная по контрольным кубам, составила 29,3 МПа.

Армирование лотков выполнено пространственным каркасом, собираемым из плоских сеток. В сетках (в качестве рабочей) использована арматура класса А400  $\varnothing 12$  мм в перекрытии и  $\varnothing 10$  мм на боковой грани. Шаг арматурных стержней 200 мм. В сетках плиты перекрытия и плиты днища использована рабочая арматура класса А400  $\varnothing 10$  мм с шагом 100 мм.

Фрагменты каналов были смонтированы в цехе экспериментальных исследований БелНИИС в железобетонном лотке размером 5×6 и глубиной 5 м. Между контактирующими поверхностями элементов для обеспечения смещения укладывали 2 слоя рубероида. Габаритные размеры фрагментов составили: высота – 800 мм; ширина – 1480 мм; длина – 2990 мм.

Для определения величины давления грунта на боковые грани элементов канала на них были установлены тензорезисторные преобразователи давления типа ПДМ-70 (месдозы). Месдозы крепились к боковым стенкам лотка в четвертях их расчетной длины (см. рис. 2).

В качестве грунтового массива использован кварцевый песок с модулем крупности  $M_k \approx 2,2$ . Обратную засыпку фрагментов каналов производили слоями толщиной 0,2...0,3 м с уплотнением. Высота засыпки над каналом (по краям) составила + 0,3 м.

Перед испытанием было произведено определение прочностных и деформационных характеристик слоев грунтового массива на различной глубине методом динамического зондирования. Зонди-

рование грунта выполнено на глубину 1,5 м в 4-х точках (по две с каждой стороны канала), расположенных на расстоянии 100...150 мм от его боковой грани. Модуль деформации слоев грунтового массива составлял 10...15 МПа и не имел существенных различий по глубине их положения

Нагружение фрагментов каналов производили двумя линейными силами  $P$ , приложенными в четвертях расчетной длины перекрытия. Нагрузку создавали с помощью гидравлического домкрата марки ДГ 100, прикладывали ступенями  $\approx$  по 13 кН/м и контролировали с помощью манометра. В процессе испытаний измеряли перемещения:  $\Delta_1$  – центра перекрытия;  $\Delta_2$  – центра днища;  $\Delta_3$  – углов;  $\Delta_4$  – узлового соединения лотков с плитой перекрытия и плитой днища.

Вертикальные перемещения  $\Delta_1, \Delta_2$  измеряли с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10, закрепленных на неподвижном стальном стержне, вертикальное  $\Delta_3$  и горизонтальное  $\Delta_4$  – с помощью струнных прогибомеров 6ПАО (см. рис. 3).

На каждой ступени нагружения также фиксировали образование трещин и измеряли ширину их раскрытия. Испытания выполнены в соответствии требованиями ГОСТ 8829.

На рис. 4..5 представлены графические зависимости  $P$ - $\delta$ , полученные по результатам испытаний фрагментов каналов.

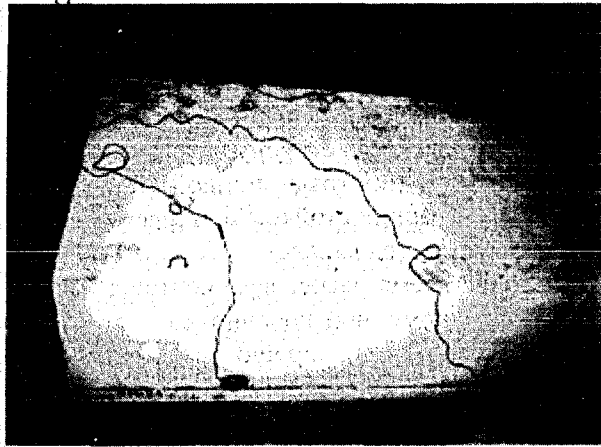


Рисунок 2

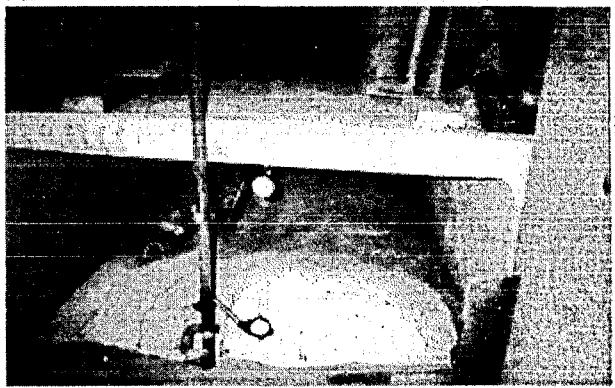
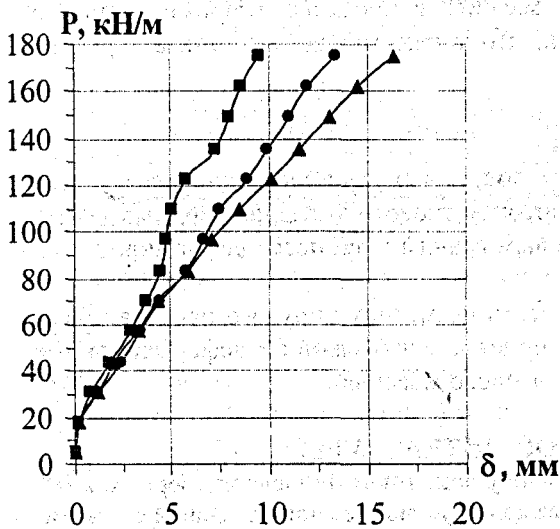


Рисунок 3

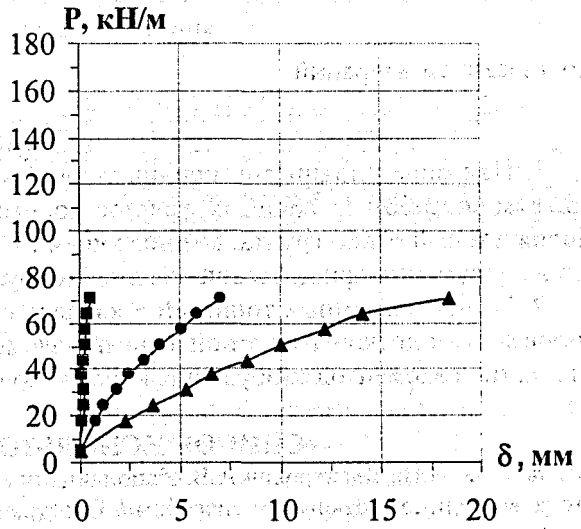
Фрагмент канала №1



- ▲ Прогиб перекрытия лотка
- Выгиб плиты днища
- Гор. смещение бок. стенок лотка

Рисунок 4

Фрагмент канала №2



- ▲ Прогиб плиты перекрытия
- Выгиб днища лотка
- Гор. смещение бок. стенок лотка

Рисунок 5

Образование трещин с шириной раскрытия до 0,1 мм произошло: в плите дна фрагмента канала №1 при нагрузке  $P = 83,4$  кН/м; в плите перекрытия фрагмента канала №2 при нагрузке 18 кН/м.

Исчерпанию несущей способности канала №1 соответствовала нагрузка  $P = 174,9$  кН/м, при которой ширина раскрытия продольных трещин в плите дна составила 0,4 мм. В то же время максимальная ширина раскрытия трещин в лотке составила 0,2 мм.

Исчерпание несущей способности канала №2 произошло при нагрузке  $P = 70,3$  кН/м, при которой ширина раскрытия продольных трещин в плите перекрытия составила 0,9 мм. При этом максимальная ширина раскрытия трещин в днище лотка составила 0,15 мм.

Так же по результатам испытаний были построены графические зависимости горизонтальных напряжений в грунте при смещении боковых стенок фрагментов каналов (см. рис. 6).

Как видно из графиков, в процессе деформирования фрагмента канала при нагружении на его боковых гранях возникают значительные (дополнительные) усилия от действия отпора грунта, которые не учитывались в традиционных методиках расчета. При этом с уменьшением изгибающих моментов в перекрытии и днище канала происходит их дополнительное обжатие, обуславливающее повышение трещиностойкости сооружения.

Так, трещины в перекрытии и днище испытанных сооружений образовались при нагрузках, превышающих их расчетные значения при традиционной методике расчета. Этим и объясняется значительные (свыше 50% в сторону запаса) расхождения в расчетной (по традиционной методике) и фактической трещиностойкости и несущей способности фрагментов каналов.

В то же время расчет фрагментов с использованием предложенной конечно-элементной модели дает результаты, хорошо согласующиеся с результатами эксперимента. Так, расхождения при определении перемещений не превышают 10%, а при расчете прочности и трещиностойкости – 15...25 % (в сторону запаса). Дополнительные резервы можно объяснить изменением физико-механических характеристик грунта окружающего массива в процессе деформирования фрагмента, что также можно учитывать в расчетах с

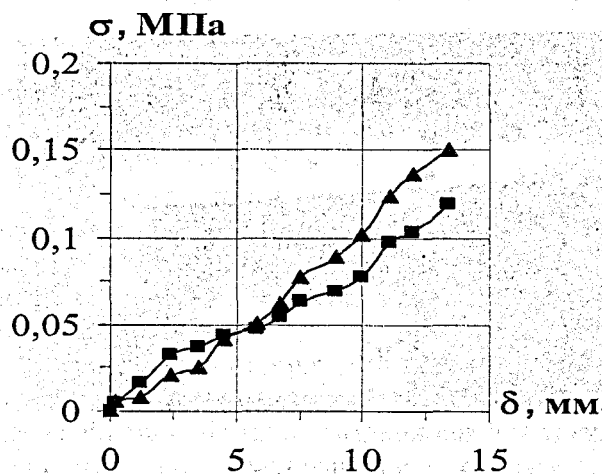


Рисунок 6

использованием итераций.

### ВЫВОДЫ

1. При определении внутренних усилий в стенках подземных тоннелей каналов, возводимых открытым способом из сборных железобетонных элементов лоткового типа, необходимо учитывать дополнительный отпор грунта, возникающий по их боковым граням в процессе деформирования элементов сооружения при действии внешней нагрузки.

2. Расчет подземных тоннелей и каналов следует вести по методу упругого пространства с использованием плоской расчетной конечно-элементной модели, учитывающей деформационные характеристики элементов сооружения и окружающего грунтового массива.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шепелевич Н.И., Касперович А.В, Коноплицкий А.Л. К расчету подземного тоннеля из сборного железобетона, возводимого открытым способом // Пространственные конструктивные системы зданий и сооружений. Методы расчета, конструирования и технология возведения. Том 2. – Минск, 2002. – С. 99-107.
2. Шепелевич Н.И., Коноплицкий А.Л. Напряженно-деформированное состояние фрагмента железобетонного тоннеля в условиях взаимодействия с окружающим грунтовым массивом// Новые идеи развития бетона и железобетонных конструкций. – Москва, 2002. – С. 339-346.